



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA
LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE
SAN MARTÍN, REGIÓN DE SAN MARTÍN”**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Bach. Winter Agustín Arévalo Villanueva

Bach. Diego Antonio Alvarado Arévalo

ASESOR:

Ing. Rubén Del Águila Panduro

Tarapoto – Perú

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA
LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE
SAN MARTÍN, REGIÓN DE SAN MARTÍN”**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:


Bach. Winter Agustín Arévalo Villanueva

Bach. Diego Antonio Alvarado Arévalo

Sustentada y aprobada el día 28 de agosto del 2017, ante el honorable jurado:


.....
Ing. DANIEL DÍAZ PÉREZ
PRESIDENTE


.....
Ing. ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ
SECRETARIO


.....
Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ
MIEMBRO


.....
Ing. RUBÉN DEL AGUILA PANDURO
ASESOR

Declaratoria de Autenticidad


Winter Agustín Arévalo Villanueva, identificado con DNI N°71655746 y **Diego Antonio Alvarado Arévalo**, identificado con DNI N°70463997, bachilleres de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **“ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, REGIÓN DE SAN MARTÍN”**


Declaramos bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de nuestra autoría.
2. Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiado; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestra acción se deriven, sometiéndonos la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.

Tarapoto, 28 de agosto del 2017.


.....
Bach. Winter Agustín Arévalo Villanueva
DNI N°71655746


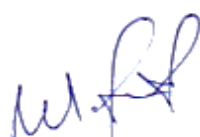

.....
Bach. Diego Antonio Alvarado Arévalo
DNI N°70463997

DECLARACIÓN JURADA



Yo, **Winter Agustín Arévalo Villanueva**, identificado con DNI N°71655746, domicilio legal Jr. San Miguel N°446 – Banda de Shilcayo, y **Diego Antonio Alvarado Arévalo**, identificado con DNI N°70463997, con domicilio legal en Jirón Yurimaguas N°568 - Banda de Shilcayo, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARAMOS BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 28 de agosto del 2017.



.....
Bach. Winter Agustín Arévalo Villanueva
DNI N°71655746



.....
Bach. Diego Antonio Alvarado Arévalo
DNI N°70463997

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	AREVALO VILLANUEVA, WINTER AGUSTIN		
Código de alumno :	123104	Teléfono:	953095261
Correo electrónico :	winter199214@gmail.com	DNI:	71655746

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de:	INGENIERÍA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(<input checked="" type="radio"/>)	Trabajo de investigación	(<input type="radio"/>)
Trabajo de suficiencia profesional	(<input type="radio"/>)		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTIN REGIÓN DE SAN MARTÍN.
Año de publicación:	2017

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(<input checked="" type="radio"/>)	Embargo	(<input type="radio"/>)
Acceso restringido **	(<input type="radio"/>)		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI “Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”.



.....
Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

26 / 11 / 2018



.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Alvarado Arcivalo Diego Antonio		
Código de alumno :	123102	Teléfono:	957262249
Correo electrónico :	diego4po-111@gmail.com	DNI:	70463997

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO EN LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA PROVINCIA DE SAN MARTÍN, REGIÓN SAN MARTÍN.
Año de publicación:	2017

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI “**Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA**”.



.....
Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

26 / 11 / 2018




.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

El presente proyecto de investigación, va dedicado a nuestros padres, por haber asumido la responsabilidad de nuestra educación, como también a nuestros docentes, de nuestra casa superior de estudios, la Universidad Nacional de San Martín.

AGRADECIMIENTO

Deseo dar un agradecimiento especial a todas aquellas personas que brindaron su apoyo en la realización de este trabajo:

Al Ingeniero Rubén del Águila Panduro, por su invalorable asesoría.

Al apoyo técnico en suelos, del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín, al haber brindado las facilidades necesarias y proporcionando el apoyo técnico, sin la cual no hubiera sido posible la realización de este trabajo.

Al alcalde del Distrito de Chazuta, por el apoyo brindado desde el primer momento de la ejecución del trabajo.

ÍNDICE

DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE CUADROS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
 CAPÍTULO I	 1
INTRODUCCION	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Exploracion preliminar orientado a la investigación	2
1.3. Aspectos Generales Del Estudio.....	3
1.3.1. Ubicación Y Límite Del Áreade Influencia Del Estudio.....	3
1.3.2. Población beneficiada.....	6
1.3.3. Características del área de estudio	6
1.3.3.1.Características físicas:	6
 CAPÍTULO II	 9
MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación, formulación del problema.....	9
2.1.1. Antecedentes del problema.....	9
2.1.2. Planteamiento del problema	9
2.1.3. Delimitación del problema	10
2.1.4. Formulación del problema.....	10
2.2. Objetivos.....	10
2.2.1. Objetivo general.....	10
2.2.2. Objetivo específico	10
2.3. Justificación de la investigación	11
2.4. Delimitación de la investigación.....	11
2.5. Marco teórico.....	12
2.5.1. Antecedentes de la investigación.....	12

2.5.2. Fundamentación teórica de la investigación.....	13
2.5.2.1. Definición de suelos.....	13
2.5.2.2. Definición de mecánica de suelos.....	13
2.5.2.3. Origen y formación de los suelos.....	14
2.5.2.4. Clases de suelos.....	14
2.5.2.5. Estructura y textura de los suelos.....	14
2.5.2.6. Minerales arcillosos.....	16
2.5.2.7. Principales propiedades de los suelos.....	18
2.5.2.8. Relaciones volumétricas y gravimétricas.....	19
2.5.2.9. Exploración de suelos.....	23
2.5.2.10. Granulometría en suelos.....	30
2.5.2.11. Plasticidad de suelos.....	36
2.5.2.12. Clasificación de suelos.....	41
2.5.2.13. Consolidación de suelos.....	49
2.5.2.14. Esfuerzo de corte en suelos.....	52
2.5.2.15. Cimentaciones superficiales.....	55
2.5.2.16. Teoría de Boussinesq - isobaras de tensión (distribución de tensiones en el terreno).....	67
2.5.3. Marco conceptual.....	72
2.5.4. Marco histórico.....	74
2.6. Hipótesis a demostrar.....	75
CAPÍTULO III.....	76
MATERIALES Y MÉTODOS	76
3.1. Materiales	76
3.1.1. Recursos humanos	76
3.1.2. Recursos materiales	77
3.1.3. Recursos de equipos.....	77
3.1.3.1. Determinación del contenido de humedad ASTM D2216.....	77
3.1.3.2. Análisis granulométrico por tamizado ASTM D422.....	77
3.1.3.3. Determinación del límite líquido ASTM D4318.....	78
3.1.3.4. Determinación del límite plástico ASTM D4318.....	79

3.1.3.5. Determinación de la densidad in situ (peso volumétrico de un suelo.....	79
3.1.3.6. Determinación del peso específico relativo de los sólidos.....	80
3.1.3.7. Corte directo ASTM D3080.....	80
3.2. Metodología.....	81
3.2.1. Universo, Muestra, Población.....	81
3.2.2. Sistemas variables.....	82
3.2.3. Diseño experimental de la investigación.....	82
3.2.3.1. Tipo de investigación.....	82
3.2.3.2. Diseño de investigación.....	82
3.2.3.3. Instrumentos bibliográficos.....	82
3.2.3.4. De lo relacionado normas.....	83
3.2.4. Procesamiento de información.....	84
3.2.4.1. Exploración de suelos.....	83
3.2.4.2. Reconocimiento de campo.....	83
3.2.4.2.1. Excavaciones a cielo abierto (calicatas).....	83
3.2.4.2.2. Espaciamiento y características de las calicatas.....	84
3.2.4.2.3. Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.....	85
CAPÍTULO IV.....	86
RESULTADOS.....	86
4.1. Ubicación de las calicata en la localidad de chazuta para aplicar el EMS (estudio de mecánica de suelos).....	86
4.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS).....	87
4.2.1. Contenido de humedad del suelo en la localidad de Chazuta, Distrito De Chazuta, Provincia De San Martín, Región de San Martín.	87
4.2.2. Análisis granulométrico en la localidad de Chazuta, distrito de Chazuta, Provincia De San Martín, Región De San Martín.....	88
4.2.3. Resultados de los límites de consistencia.	89
4.2.4. Resultados del ensayo densidad IN SITU:	90
4.2.5. Ensayo de corte directo: Angulo de fricción y cohesión.....	90
4.3. Registro de excavación del suelo en estudio.....	91
4.4. Cálculo de la capacidad portante del suelo de la localidad de Chazuta.....	92
4.5. Elaboración del mapa d zonificación del suelo.....	107
4.6. Clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.....	109

CAPÍTULO V	109
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	109
5.1. Ubicación y exploración de suelos.	110
5.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS).....	110
5.3. Perfiles estratigráficos.	111
5.4. Determinación de la capacidad portante.	110
5.5. Elaboración del mapa de zonificación.	112
5.6. Constatación de hipótesis:	113
CONCLUSIONES.	115
RECOMENDACIONES.	117
REFERENCIAS BLIOGRÁFICAS.....	117
ANEXO.....	119
ANEXO I: RESOLUCIÓN N° 099-2016-UNSM/FUCA-D-NLU.....	120
ANEXO II: CONSTANCIA DE EJECUCION D ENSAYAS DE LABORATORIO EN LA UNSM-T.....	121
ANEXO III: PLANOS.....	122
ANEXO 03.01. MAPA DE ZONIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (ZONA 1, ZONA2.....	123
ANEXO 03.02. MAPA DE ZONIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (CAPACIDAD ADMISIBLE).....	124
ANEXO 03.03. PLANO DE DELIMITACION DEL PROYECTO.....	125
ANEXO IV: PANEL FOTOGRAFICO.....	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Conclusiones del Trabajo de Investigación	12
Tabla 2: Tipos de Edificaciones	25
Tabla 3: Tipos de muestras	29
Tabla 4: Sistemas para identificar el tamaño de partículas	31
Tabla 5: Serie ASTM de tamices	34
Tabla 6: Clasificación de los Suelos Sistema AASHTO (a) Material Granular, (b) Material Fino	49
Tabla 7: Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi	59
Tabla 8: Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi N'_c, N'_a, N'_y	61
Tabla 9: Factores de Capacidad de Carga	66
Tabla 10: Variación del factor de influencia, $f = (m, n, z)$ y $(m=b/z; n=a/z)$	71

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Ubicación de las calicatas.	86
Cuadro 2: Contenido de humedad natural.	87
Cuadro 3: Análisis Granulométrico.	88
Cuadro 4: Límites de consistencia.	89
Cuadro 5: Densidad In Situ (densidad de campo).	90
Cuadro 6: Ensayo de Corte Directo.	90
Cuadro 7: Capacidad Portante del suelo.	107
Cuadro 8: Clasificación de suelos.	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de la estructura y textura de los suelos.	15
Figura 2: Acomodo de las partículas del suelo.	15
Figura 3: Esquema de la estructura de los suelos cohesivos.	16
Figura 4: Esquema de la lámina silícica de minerales arcillosos.	16
Figura 5: Esquema de la lámina alumínica de minerales arcillosos.	17
Figura 6: Esquema de una muestra de suelo, en tres fases, con la indicación de los símbolos usados: En los costados, V volumen y W peso. Las letras subíndice y del centro, son: A aire, W agua y S sólidos.	19
Figura 7: Herramientas para sondeos por perforaciones.	27
Figura 8: Tamices para el análisis de suelo de grano grueso (a) Tamiz. (b) Tamiz de 8". (c) Tamiz de 12"	33
Figura 9: Curvas de distribución del tamaño de partículas.	35
Figura 10: Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos. (a) Suelo de grano grueso (grava y arena). (b) Suelo bien gradado con una amplia variedad de tamaños de partícula. (c) Suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula. (d) Suelo con gradación hueca, no contiene un cierto rango de tamaños de partícula. (e) Suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla).	35
Figura 11: Consistencia del suelo según al contenido de humedad.	36
Figura 12: Determinación del límite líquido del suelo.	37
Figura 13: Plasticidad en suelos.	38
Figura 14: Variación del volumen respecto al contenido de Humedad.	38

Figura 15: Definición de los Límites de Atterberg.	39
Figura 16: Curva de fluidez.	40
Figura 17: Carta de plasticidad.	46
Figura 18: Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6. A-7.	48
Figura 19: Procedimiento gráfico para determinar la Presión de Consolidación.	51
Figura 20: Características de Consolidación de una Arcilla Normalmente Consolidada	51
Figura 21: Características de consolidación de una arcilla Sobreconsolidada.	51
Figura 22: Falla General por Corte.	56
Figura 23: Falla local por corte.	56
Figura 24: Falla de Corte por Punzonamiento.	57
Figura 25: Falla por Capacidad de Carga en un Suelo Bajo una Cimentación Rígida corrida.	57
Figura 26: Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas.	63
Figura 27: Distribución de presiones por una carga puntual “P”.	68
Figura 28: Distribución de presiones por una carga distribuida.	68
Figura 29: Esfuerzo vertical a la profundidad “Z”.	69
Figura 30: Esfuerzo vertical en el vértice “A” a la profundidad “Z”.	70
Figura 31: Esfuerzo vertical en el centro “A” en la profundidad “Z”.	70
Figura 32: Esfuerzo vertical en cualquier punto de la zapata en la Profundidad “Z”.	71

RESUMEN

El presente trabajo de investigación denominada " ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTÍN- REGION DE SAN MARTÍN.", tiene como objetivo determinar la capacidad portante que permita elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de suelos.

La metodología de investigación empleada fue descriptiva, en la que se busca especificar y analizar las características geológicas y geotécnicas del suelo.

Se ha realizado el correcto desarrollo de los ensayos en laboratorio de contenido de humedad, límites de consistencia (atterberg), análisis granulométrico, densidad de campo, corte directo y clasificación de suelos, basándonos en las normas establecidas vigentes, siguiendo con el desarrollo del trabajo, estos ensayos han permitido determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como también el tipo de suelo y sus características. Se realizó una clasificación de los suelos por el método de SUCS, en el cual indica la presencia de suelos de granulometría gruesa y fina, los suelos de granulometría fina del tipo arcillosos CL y CH, y suelos de granulometría gruesa del tipo GP, GM y GC, con porcentaje de humedad baja a media, en el trabajo de investigación se han determinado dos zonas geotécnicas bien marcadas denominadas Zona I y Zona II los cuales están delimitadas en la Zona I por la C-03, C-04, C-07, C-08, C-09, C-10, C-12, C-14, C-16, C-17, C-18, C-20, C-21, C-22, C-23, C-24, C-25, C-26, C-27, C-28, C-29, C-30, C-31, C-32, C-33, C-34, C-35, C-36, C-37, C-38, C-39 Y C-40 y en la Zona II por la C-01, C-02, C-05, C-06, C-11, C-13, C-15 Y C-19. Entonces se ha determinado que la capacidad admisible en la Zona I con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 0.754 y 0.900 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 0.827 kg/cm² o 8.27 tn/m², mientras que la capacidad admisible en la Zona II con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 1.069 y 1.198 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 1.134 kg/cm² o 11.34 tn/m².

Palabra clave: geológico y geotécnico, análisis de tamaño de partícula, densidad de campo, zonas urbanas, uso de la tierra, geología urbana.

ABSTRACT

The present research work entitled "ZONING OF SOIL CAPACITY IN THE LOCALITY OF CHAZUTA, CHAZUTA DISTRICT, PROVINCE OF SAN MARTÍN - REGION OF SAN MARTÍN", aims to determine the carrying capacity that allows the elaboration of a zoning map of load bearing capacity. The research methodology used was descriptive, in which the aim was to specify and analyze the geological and geotechnical characteristics of the soil. The correct development of laboratory tests of moisture content, consistency limits (atterberg), particle size analysis, field density, direct cutting and soil classification have been carried out, based on established standards in force, following the development of the work , these tests have allowed to determine the physical and mechanical properties of the foundation soil, as well as the type of soil and its characteristics. Soils were classified by the SUCS method, which indicates the presence of soils with fine and fine granulometry, fine granulometry soils of the CL and CH type, and coarse granulometric soils of type GP, GM and GC, with low to medium moisture content, two well-defined geotechnical zones called Zone I and Zone II have been determined in the research work, which are delimited in Zone I by C-03, C-04, C-07 , C-20, C-20, C-20, C-12, C-12, C-14, C-16, C-17, C-17 - 24, C-25, C-26, C-27, C-28, C-29, C-30, C-31, C-32, C-33, C-34, C-35, C-36 , C-37, C-38, C-39 and C-40 and in Zone II by C-01, C-02, C-05, C-06, C-11, C-13, C-15 And C-19. It has been determined that the permissible capacity in Zone I with a foundation depth of - 1.50 meters and a foundation width of 1.00 meter is between 0.754 and 0.900 kg / cm² with an average permissible capacity of 0.827 kg / cm² or 8.27 ton / m², while the permissible capacity in Zone II with a foundation depth of -1.50 meters and a foundation width of 1.00 meters is between 1,069 and 1,198 kg / cm² with an average permissible capacity of 1,134 kg / cm² or 11.34 tons / m².

KEYWORDS: Geological and geotechnical, particle size analysis, field density, urban areas, land use, urban geology.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

En el presente proyecto se vio la necesidad de dejar un trabajo, la cual sea útil para las nuevas generaciones. Exclusivamente para hacer cumplir con aquel proverbio antiguo en el que nos señala y enseña el principio de la palabra INGENIERO, la cual parte del significado del ingenio, es decir, como debemos utilizar los conocimientos ya aprendidos y adaptarlos a los medios encontrados con las mejores propuestas en servicio, comodidad, encontrar la ayuda al usuario de la obras a realizar y costos más convenientes para su ejecución.

En ingeniería, La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan problemas relacionados a la consolidación de partículas subatómicas y de los sedimentos. La mecánica de los suelos incluye temas importantes como la investigación de las propiedades físicas y químicas del suelo, la teoría del comportamiento de los suelos sujetos a cargas y la aplicación de dichos conocimientos empíricos a la práctica. Es por ello que el suelo es parte fundamental al momento de elegir el tipo de fundación a emplearse en una obra, ya que debido a las características y propiedades de éste, se puede llegar a analizar y definir el tipo de suelo en el cual se va cimentar, además de conocer las deformaciones considerables que se pueden presentar, si es que no se tomen las acciones necesarias cuando se realicen, los estudios pertinentes. En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquel y la supra estructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales, y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, al través de una correcta investigación de mecánica de suelos.

El esquema capitular es el siguiente:

En el capítulo I del presente proyecto se muestran las generalidades, exploración preliminar orientada a la investigación y los aspectos generales del estudio.

En el capítulo II, realizaremos el completo desarrollo del marco teórico, el cual está constituido por los trabajos de investigación que anteceden a nuestro estudio y por la

síntesis de las principales teorías que sustentan la propuesta. Tanto las teorías como los antecedentes permiten ver el por qué y el cómo de nuestra investigación.

En el capítulo III, analizamos la descripción de los materiales y la metodología usada en la investigación, así como el universo, la población y muestra del presente trabajo, el diseño experimental, como también el diseño de instrumentos relacionado a la obtención de la capacidad portante del suelo y a técnicas estadísticas, de laboratorio.

En el capítulo IV, se muestran los resultados obtenidos del trabajo realizado en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo en la localidad de Chazuta, provincia de San Martín, región de San Martín, así también la elaboración del plano de zonificación, donde se indica por zonas la capacidad portante del suelo.

En el capítulo V, se analizan y discuten los resultados obtenidos, en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo, como también la cimentación a usarse después de conocer estos resultados.

Finalmente se muestra en el capítulo VI, las conclusiones y recomendaciones del presente proyecto de investigación.

1.2. Exploración preliminar orientado a la investigación

Con el siguiente proyecto se podrá conocer y aprovechar la capacidad de soporte del suelo, el cual indica el desempeño y comportamiento funcional, para entender lo descrito, nos referimos a la capacidad del terreno para soportar las cargas que se aplicaran sobre él; esto implica los límites los cuales se deben de considerar para no producir deformaciones importantes en la edificación, no obstante para todo este trabajo elegiremos la fundación más apropiada el cual dará como resultado una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, de acuerdo a la función de las condiciones del subsuelo, del tamaño y forma de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas a ellas.

En la localidad de Chazuta, distrito de Chazuta, provincia de San Martín, el crecimiento poblacional va aumentando cada día más, de una acelerada manera, que está generando un aumento desmesurado que conlleva a construir edificaciones sin el mínimo cumplimiento de la norma técnica de edificación (E.050 suelos y cimentaciones), exponiéndose a serios problemas de construcción.

Los estudios de suelos son muy importante en edificaciones, ya que nos permiten establecer

el diseño y construcción de las cimentaciones (zapatas, pilotes, etc.), en las cuales se apoyan todas las demás edificaciones mediante la interacción suelo-estructura existente, pues, se debe realizar siempre un estudio serio y confiable sobre la cual se edificará.

El estudio de mecánica de suelos es el análisis que nos ayuda a conocer cuál es la composición real del subsuelo (arenas, arcillas, rocas). Es de suma importancia evaluar las condiciones en las que se encuentra el área o terreno antes de construir, para saber las características y técnicas que se requieren y así realizar una estructura óptima para tu edificación, evitando hundimientos y cuarteaduras posteriores o durante en la construcción.

El hecho de no realizar un estudio de mecánica de suelos y permitir que el ingeniero encargado del diseño estructural asuma los parámetros geotécnicos a su criterio es una falla grave, y por ningún motivo será un ahorro económico, más bien en un caso de mala fortuna puede llevar a provocar fracturas o agrietamientos en la edificación, así como problemas serios de estabilidad de la estructura principal de una edificación.

Lo que a nosotros nos interesa es realizar un estudio para determinar la capacidad portante de los suelos en la localidad de Chazuta.

1.3. Aspectos generales del estudio

A continuación, se presentan algunos detalles, las cuales nos ilustrarán mejor la concepción del trabajo de investigación.

1.3.1. Ubicación y límite del área de influencia del estudio

Lo que respecta a la ubicación de la localidad de Chazuta, se tiene que sus coordenadas geográficas son:

Ubicación geográfica Del Proyecto

Latitud Sur	: 6° 36' 15"
Longitud Oeste	: 76° 10' 30"
Altitud	: 230 msnm.

Mapa N° 01: Ubicación dentro en la provincia de San Martín

Región : San Martín
Departamento : San Martín
Provincia : San Martín
Distrito : Chazuta



Delimitación del área del proyecto distrito de CHAZUTA



Cercado de Chazuta



1.3.2. Población beneficiada

La cantidad población beneficiada se encuentra ubicada en el Departamento de San Martín, Provincia de San Martín, Distrito de Chazuta, Localidad de Chazuta; y está constituida por 795 viviendas.

1.3.3. Características del área de estudio

1.3.3.1. Características físicas:

El área de estudio se encuentra dentro del casco urbano del distrito de Chazuta, la mayor parte de la población se encuentra en el cercado de Chazuta en la cual encuentran las 40 calicatas. Las calles casi en su totalidad no cuentan con pavimento y veredas adecuadas lo cual dificulta el tránsito vehicular y peatonal en el sector, solo la zona de la plaza central cuenta con pavimento.

Límites y Acceso.

Límite:

Por el Norte	: Con el Distrito de CAYNARACHI
Por el Sur	: Con el Distrito de SAUCE Y TRES UNIDOS
Por el Este	: Con el Distrito de HUIMBAYOC
Por el Oeste	: Con el Distrito de SHAPAJA Y BANDA DE SHILCAYO

Acceso: Al distrito de Chazuta, con su capital Chazuta, donde está instalado el palacio Municipal, se tiene acceso por vía terrestre a una distancia de 40 Km de la ciudad de Tarapoto y por vía fluvial a través del río Huallaga, desplazándose con bote motor de 60 HP es 6 horas de viaje desde la ciudad de Yurimaguas, Región Loreto.

El Distrito cuenta con Trochas Carrozables, carreteras y el Río Huallaga, que son las vías de acceso a los demás centros poblados, además de ser estos una fuente de reserva rica en peces, moluscos, reptiles, flora y fauna en general.

Clima

Temperatura: La temperatura es típica de los climas cálidos. El promedio mensual es de 26,3 °C a la sombra, siendo la temperatura máxima de 34 °C y la mínima de 19 °C. (INEI, 2005).

Precipitación: El distrito de Chazuta registra una precipitación variable, llegando hasta los 2,600 mm. al año. La precipitación es de tipo ecuatorial con dos (02) periodos de fuertes lluvias de Noviembre a Enero y de Marzo a Abril. (INEI, 2005).

Humedad Relativa: La humedad relativa en el distrito de Chazuta, es de una media anual de 84%. (INEI, 2005).

Insolación: Las horas de sol registrada, se dan en mayor medida en los meses de Julio, Agosto y Septiembre con un promedio de 6.8 por día, que son los meses más despejados, y los meses menos soleados; se dan en Enero - Marzo, con un promedio de 3.4 horas de sol por día. (INEI, 2005).

Suelo

Relieve: En el ámbito general, el relieve abarca una planicie de inundación y acumulación de sedimentos constituidos por áreas de drenaje pobre, correspondiente a las cuencas del río Huallaga aguas abajo, y también cuenta con un relieve de áreas de terreno firme. Se puede localizar dos paisajes definidos:

El paisaje Fluvio – Aluvial: Caracterizado por presentar terrazas de varios niveles, inundables periódicamente durante las épocas de mayor precipitación.

El Paisaje Colinoso: Conformado por colinas sujetos a procesos erosivos, constituidos por sedimentos areno-arcilloso, correspondientes a la zona del Alto Chazuta; también pertenecen a esta clasificación, los terrenos con ondulación suave llamadas lomadas, disectadas por pequeñas quebradas que por sus deslizamientos raramente modifican el paisaje.

Capacidad de uso de los suelos: Según la Capacidad de Uso Mayor de los Suelos el distrito refleja una gama de potencialidades estimándose una extensión de 586,000.00 Has. de los cuales 30,000.00 Has. para Cultivos Permanentes y en Limpio, 20,000.00 Has. para Pasturas y diversas actividades de crianza; 150,000.00 Has. para Uso y Manejo Forestal, 386,000.00 Has. para la Protección de Bosques.

La extensión de tierras que posee el distrito, es su principal potencialidad: Las tierras del grupo A, de mayor valor agrícola, son escasas y se encuentran ocupando las áreas geográficas a las orillas de los ríos. Los del grupo B y C se encuentran en zonas de altura,

terrazas altas y colinosas, agrupando suelos de calidad agrológica de media a baja; estos suelos presentan limitaciones de tipo edáfico y topográfico.

El Distrito tiene una extensión superficial de 986.38 Km²; 17.48 % del total del territorio de la Provincia de San Martín (5,639.82 Km²), siendo ocupado su territorio solamente por 9.9 habitantes/ Km².

Hidrología

El Huallaga es el principal río que recorre el territorio, siendo este una fuente rica de numerosas especies de peces. Varias quebradas incrementan el caudal. La existencia de este río nos da la posibilidad de aprovechar para la generación de energía eléctrica con la instalación de Mini Centrales Hidroeléctricas.

Infraestructura vial

La mayoría de los centros poblados, tienen como vía de comunicación, la fluvial, cuyo principal medio de transporte son botes de madera con motor peque peque o fuera de borda; algunos utilizan deslizador por la mayor velocidad. Estas embarcaciones se desplazan en las aguas del río Huallaga.

En el Distrito existen zonas altas y bajas (no inundables e inundables). En las zonas altas los pobladores utilizan los caminos de herradura como vías de comunicación terrestre que une los caseríos de TUPAC AMARU, CURIYACU, y el centro poblado de ACHINAMIZA, en ambos casos al lado izquierdo de bajada al río Huallaga y se une a ello el caserío de la banda de Chazuta mediante carretera; por tanto, se recomienda construir en la margen derecha del río Huallaga la TROCHA CARROZABLE AL CASERIO DE SIAMBAL y al CENTRO POBLADO DE AGUANO MUYUNA , y a los caseríos RAMON CASTILLA, CANAYO, CALLANAYACU, RICARDO PALMA mediante camino de herradura.

También se recomienda construir una carretera interdistrital, con un primer tramo al caserío de CURIYACU, y segundo al caserío de PONGO ISLA distrito de HUIMBAYOC.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes, Planteamiento, Delimitación, Formulación del Problema

2.1.1. Antecedentes del problema

En el desarrollo de un proyecto de construcción, el estudio de los suelos es muy importante porque en el radica conocer si el suelo será capaz de soportar las cargas de las construcciones, esto sin duda indicaría que el suelo viene a ser un recurso natural y fundamental para la construcción.

Hasta hace algunas décadas los problemas de mecánica de suelos se solucionaban en forma empírica o prueba y error, dejando de lado los estudios necesarios de Mecánica de suelos con el fin de reducir costos, trayendo como consecuencia riesgos de seguridad en las construcciones y a su alrededor de ella.

En el Distrito de Chazuta, por su ubicación geográfica y creciente demográfica se ha observado que es necesario un trabajo de investigación, con la finalidad de conocer los valores de la capacidad portante y hacer un mapa de zonificación en base a ello se pueda tener un parámetro de planificación urbana futura.

2.1.2. Planteamiento del problema

Hacer la investigación permitirá obtener resultados que se convertirán en un aporte a favor del conocimiento y que más adelante podrán tomarse en cuenta cuando se requiera de la construcción de una obra civil (viviendas, edificaciones, puentes, carreteras y otros).

Desconociendo los estudios de suelos en la zona donde se ubicará el trabajo de investigación, llegamos al siguiente planteamiento del problema a estudiar, bajo el siguiente nombre: “ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE CHAZUTA DISTRITO DE CHAZUTA PROVINCIA DE SAN MARTIN REGION SAN MARTIN”, lo cual debido a la falta de un estudio, se observa problemas en las construcciones (viviendas, edificaciones) en el mencionado Distrito.

La manera correcta de responder al problema planteado, es teniendo los conocimientos necesarios de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos a estudiar en el lugar y construir un mapa a partir de los resultados obtenidos en el laboratorio y las recomendaciones respectivas.

2.1.3. Delimitación del problema

En este Proyecto de investigación se presenta la siguiente delimitación:

El estudio se realizará en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta Provincia de San Martín, Región San Martín.

Las limitaciones económicas, lo que corresponde al estudio y la exploración por medio de calicatas, lo que se requerirá es la mano de obra no calificada, para lo que es excavación y obtención de muestras, lo que está supeditado a un costo elevado, es referente a la cantidad de calicatas que se excavarán. En cuanto a la municipalidad del distrito de Chazuta se comprometió a pagar la mitad de lo requerido para las excavaciones de calicatas.

2.1.4. Formulación del problema

Con el fin de estudiar de manera objetiva la capacidad portante del suelo, y la importancia de esta, en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta Provincia de San Martín, Región San Martín, se plantea y se responde la siguiente interrogante: **¿Sera factible la zonificación de la capacidad portante del suelos en las Localidad de Chazuta, que permita la construcción de edificaciones seguras en el Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región San Martín?**

2.2. Objetivos

2.2.1. Objetivo General

Determinar la capacidad portante que permita elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de suelos en la localidad de Chazuta.

2.2.2. Objetivo Específico

Ubicar y realizar las calicatas para su exploración y muestreo del suelo que se realizará en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta Provincia de San Martín, Región San Martín.

Realizar los estudios de mecánica de suelos y geotecnia, empleando el método más adecuado, según el tipo de suelo que se obtenga.

Realizar ensayos de mecánica de suelos, según lo estipulado en las N.T.P. y de acuerdo a la norma E-050 suelos y cimentaciones.

Procesar los datos para determinar la capacidad portante de los suelos obtenidos del muestreo y exploración del área de estudio.

Elaborar un mapa de zonificación.

Identificar el tipo de suelo según, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.3. Justificación de la investigación

Justificación Teórica: Teniendo en cuenta el crecimiento del Distrito de Chazuta, en el campo de la construcción en lo que se refiere a viviendas y planificación de construcciones se hace de vital importancia contar con parámetros que indiquen a los constructores el tipo de suelo del Distrito, así como la capacidad portante del suelo donde se va a construir, para así elegir una cimentación más apropiada. el presente trabajo se basa en elaborar la zonificación de la capacidad portante, mediante estudios de mecánica de suelos, que permitirá conocer la capacidad portante, las características propias del suelo y el tipo de cimentación a usarse.

Justificación Técnica: Recolección de información bibliográfica de zona en estudio, desde el punto de vista geotécnico, iniciar con trabajos de exploración de campo, Investigación del área de estudio, Análisis de los datos obtenidos del laboratorio de suelos, presentación de resultados y validación de hipótesis.

Justificación Práctica: Mediante el estudio de este Proyecto de Investigación se obtendrá valores de la capacidad portante del suelo en diferentes sectores dentro del área de estudio (área urbana y expansión urbana) del distrito de Chazuta, permitiendo diseñar una cimentación más apropiada que funcionen de manera óptima y segura.

2.4. Delimitación de la investigación

El proyecto de investigación está delimitado en la localidad de Chazuta, distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región San Martín.

2.5. Marco teórico

2.5.1. Antecedentes de la investigación

INDECI (2010), según el estudio Mapa de Peligros de las Ciudades de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo, sostiene que, los tipos de suelos que se presentan en la zona I, son del tipo CL: Arcillas de Baja Plasticidad, ubicados en la zona de expansión urbana de Morales, específicamente en el sector Planicie y Loma Linda. En Tarapoto, el sector Tarapotillo, La Hoyada, Partido Alto, Comercio y Los Jardines.

José Luis Lara Montani (1991), en su tesis de investigación Microzonificación Sísmica de Moyobamba, Rioja y Soritor, manifiesta en una de sus conclusiones que: para que los suelos sean considerados de condición habitable, el valor de la capacidad de carga admisible, debe encontrarse en el rango del $0.50 - 1.50 \text{ kg/cm}^2$, mientras para los suelos, considerados de condición crítica, los valores deben ser menores a 0.50 kg/cm^2 , respectivamente.

Tabla 1

Conclusiones del Trabajo de Investigación.

Zona	Suelo	Qa	N.F.	T	Condición
		d		s	
I	CH-CL	1.0-1.5		0.35-0.40	
I	CL-SC	0.5-1.0			
I	SC-SM	<0.5	>0.6	0.4-0.50	Habitable
I	SC-SM	-	>0.4	-	
V	S	<0.2	<0.5	0.45-0.55	Crítica
	M				

Suelo predominante, se refiere al que existe a la profundidad activa de la cimentación supuesta (1-4m).

Fuente: Tesis de Grado “Microzonificación Sísmica de Moyobamba, Rioja y Soritor de José Luis Lara Montani”.

Fundamentación teórica de la investigación

2.5.1.1. Definición de suelos

Braja M. Das, nos indica que, “suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas”.

Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn, sostienen que, “el término suelo, es un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en el agua”.

Eulalio Juárez Badillo, nos indica que, “la palabra suelo, representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo”.

Gonzalo Duque E., Carlos E. Escobar, sostienen que, “suelo, en Ingeniería Civil, son los sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, o suelos transportados por agentes como el agua, hielo o nieve con contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva, y que pueden tener materia orgánica.

El suelo es un cuerpo natural heterogéneo”.

2.5.1.2. Definición de mecánica de suelos

Terzaghi nos indica que “la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica”.

La mecánica de suelos incluye:

Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetas a cargas, basado en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.

Investigación de las propiedades físicas de los suelos.

Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

2.5.1.3. Origen y formación de los suelos

Ángel Muelas Rodríguez, nos indica que: la mayoría de los suelos que cubren la tierra están formados por la meteorización de las rocas. Los geólogos emplean el término meteorización de las rocas para describir todos los procesos externos, por medio de los cuales la roca experimenta descomposición química y desintegración física, proceso mediante el cual masas de roca se rompen en fragmentos pequeños. Estos se dividen en dos grupos que se detallan a continuación:

Meteorización Mecánica, es el proceso por el cual las rocas se fracturan en piezas de menor tamaño bajo la acción de las fuerzas físicas, como la corriente de agua de los ríos, viento, olas oceánicas, hielo glacial, acción de congelación, además de expansiones y contracciones causadas por ganancia y pérdida de calor.

Meteorización Química, es el proceso de descomposición química de la roca original. Entre los distintos procesos de alteración química pueden citarse: la hidratación (paso de anhidrita a yeso), disolución (de los sulfatos en el agua), oxidación (de minerales de hierro expuestos a la intemperie), cementación (por agua conteniendo carbonatos), etc. Por ejemplo, la meteorización química de los feldespatos puede producir minerales arcillosos.

2.5.1.4. Clases de suelos

Ángel Muelas Rodríguez, clasifica a los suelos en:

Suelos Residuales, se llama residual, al suelo formado producto de la meteorización que se mantiene en el mismo lugar de origen. A diferencia de los suelos producto del transporte y deposición, estos están relacionados con los materiales del lugar, clima y topografía.

Suelos Transportados, los arroyos, corrientes oceánicas, olas, viento, aguas subterráneas, glaciales y la gravedad continuamente erosionan y transportan suelo, fragmentos de rocas y sedimento, a lugares de deposición donde se meteorizan.

2.5.1.5. Estructura y textura de los suelos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que “definimos como estructura” a la propiedad de los suelos que produce una respuesta a los cambios exteriores y

solicitaciones tales como el agua, cargas (edificios, pavimentos, etc.) respectivamente. Esta propiedad involucra tanto el arreglo geométrico de las partículas como a las fuerzas que están sobre ellas, Involucra conceptos como “gradación”, “arreglo”, “vacíos”, fuerzas ligantes y fuerzas eléctricas asociadas. “Textura es la apariencia superficial, depende del tamaño, forma y graduación de las partículas”.



Figura 1: Esquema de la estructura y textura de los suelos. (Fuente: Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003)

Estructura de Suelos Gruesos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos señala que en este tipo de estructuras predominan las fuerzas gravitacionales, depende en gran medida de la forma de las partículas, de su tamaño y de cómo están organizadas.

Las fuerzas gravitacionales predominan por sobre otras. Así su resistencia o comportamiento hidráulico se ven gradualmente afectados por circunstancias tales como la orientación de las partículas o la cantidad de vacíos existentes en su masa.

En las figuras se muestran el arreglo de sus partículas. En el gráfico (a) se observa el arreglo denominado estado más suelto y en el (b) se observa el arreglo denominado estado más compacto.

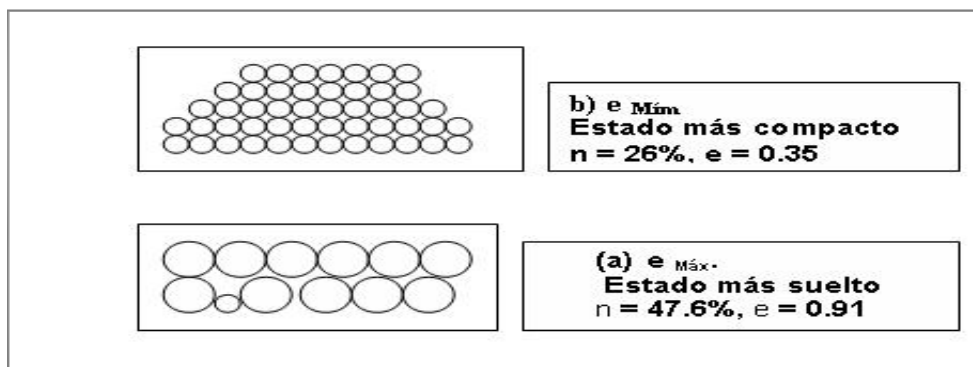


Figura 2: Acomodo de las partículas del suelo. (Fuente: Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003).

Estructura de Suelos Cohesivos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que el conocimiento de la composición interna de las láminas de arcilla es más importante a nivel básico que a nivel ingenieril, sin embargo es útil comprender su composición a fin de establecer su comportamiento.

Investigaciones recientes, señalan el ambiente electroquímico, que existe en el agua, en el momento de la formación del suelo como el factor más influyente en su futuro comportamiento y la sedimentación individual de tales estructuras, produce las denominadas estructuras: Floculenta, Panaloide, Castillo de naipes y Dispersa.

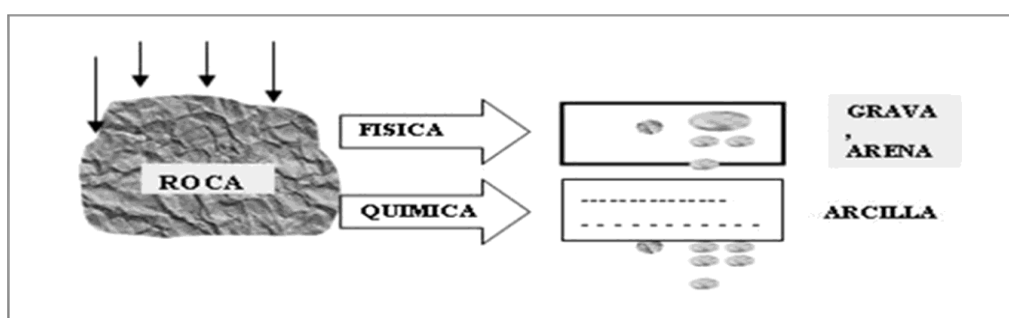


Figura 3: Esquema de la estructura de los suelos cohesivos. (Fuente: Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003).

2.5.1.6. Minerales arcillosos

Campos y Guardia, nos indican que las partículas de suelo con tamaños correspondientes a las arcillas y que presentan las propiedades de adhesión y plasticidad se denominan minerales arcillosos. Son producto de la meteorización química y están compuestos en su mayor parte de silicatos de aluminio hidratados.

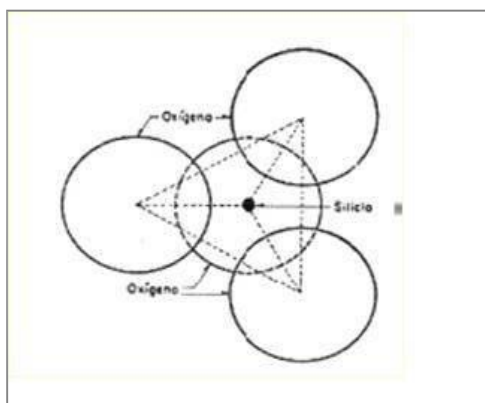


Figura 4: Esquema de la lámina silícica de minerales arcillosos. (Fuente: Juárez y Rico, 1992)

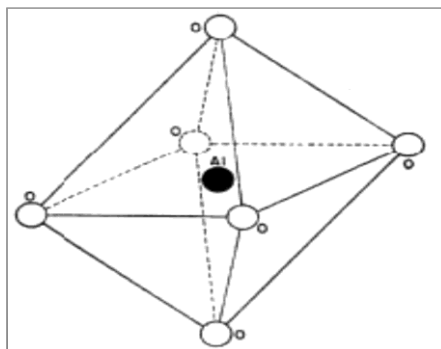


Figura 5: Esquema de la lámina aluminica de minerales arcillosos. (Fuente: Juárez y Rico, 1992).

Tienen forma cristalina y están constituidos por dos unidades estructurales: la unidad tetraédrica, en la cual cuatro oxígenos encierran un átomo de silicio, y la unidad octaédrica, en la cual un átomo de aluminio o magnesio está encerrado por seis grupos hidroxilos. De acuerdo con la organización de estas unidades estructurales en la red cristalina, los minerales arcillosos se dividen en tres grupos principales los cuales son:

Caolinitas

Campos y Guardia, el bloque estructural de este grupo de minerales está formado por una capa de unidades tetraédricas y una capa de unidades octaédricas. Los enlaces iónicos de hidrógeno entre los bloques crean una estructura relativamente estable en la que no penetra el agua con facilidad. Estas caolinitas presentan una baja absorción de agua y una baja susceptibilidad a la retracción y a la expansión al ser sometidos a variaciones de humedad.

Ilitas

Campos y Guardia, el bloque estructural de este grupo está formado por una capa de unidades octaédricas en medio de dos capas de unidades tetraédricas orientadas en forma opuesta. Las Ilitas presentan mayor tendencia a la absorción de agua que las caolinitas, mayor susceptibilidad a la retracción y a la expansión.

Montmorilonitas

Berry y Reid, nos señalan que este grupo tiene un bloque estructural similar al de las ilitas, pero adicionalmente a la sustitución del silicio (Si^{4+}) por aluminio (Al^{3+}) en las unidades tetraédricas, algunos de los iones de aluminio, en las unidades octaédricas se

reemplazan por magnesio (Mg^{2+}) y hierro (Fe^{2+}). El enlace entre las capas creado por el agua es muy débil e inestable comparado con el enlace de iones de potasio de las ilitas. Las montmorilonitas presentan una muy alta absorción de agua y muy altas características de retracción y expansión.

2.5.1.7. Principales propiedades de los suelos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos describe las siguientes propiedades:

Estabilidad Volumétrica

Los cambios de humedad son la principal fuente: Se levantan los pavimentos, inclinan los postes y se rompen tubos y muros.

Resistencia Mecánica

La humedad la reduce, la compactación o el secado la eleva. La disolución de cristales (arcillas sensitivas), baja la resistencia.

Permeabilidad

La presión de poros elevada provoca deslizamientos y el flujo de agua, a través del suelo, puede originar tubificación y arrastre de partículas sólidas.

Durabilidad

El intemperismo, la erosión y la abrasión amenazan la vida útil de un suelo, como elemento estructural o funcional.

Compresibilidad

Afecta la permeabilidad, altera la magnitud y sentido de las fuerzas ínter partículas, modificando la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y provocando desplazamientos.

Las propiedades mencionadas anteriormente se pueden modificar o alterar de muchas formas: por medios mecánicos, drenaje, medios eléctricos, cambios de temperatura o adición de estabilizantes (cal, cemento, asfalto, sales, etc.).

2.5.1.8. Relaciones volúmetricas y gravimétricas

Campos y Guardia, nos describen que en un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida adsorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en el suelo pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (VV), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (VS).

Las relaciones entre diferentes fases constitutivas del suelo (fases sólida, líquida y gaseosa), permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto.

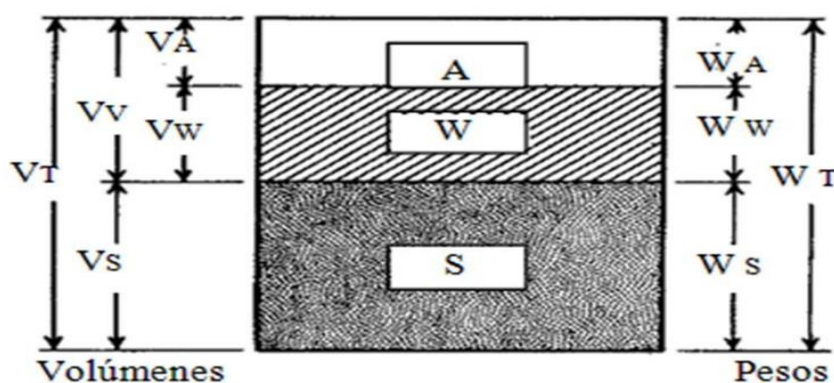


Figura 6. Esquema de una muestra de suelo, en tres fases, con la indicación de los símbolos usados: En los costados, V volumen y W peso. Las letras subíndice y del centro, son: A aire, W agua y S sólidos. (Fuente: Braja M. Das, 2001).

Fases, Volúmenes y Pesos

Duque y Escobar¹⁹, nos describen que en el modelo de fases, se separan volúmenes v y pesos w así: Volumen total V_T , volumen de vacíos V_V (espacio no ocupado por sólidos), volumen de sólidos V_S , volumen de aire V_A y volumen de agua V_W . Luego:

$$V_T = V_V + V_S \dots\dots\dots(1)$$

En pesos (que es diferente a masas), el del aire se desprecia, por lo que $W_A = 0$. El peso total del espécimen o muestra W_T es igual a la suma del peso de los sólidos W_S más el peso del agua W_W ; esto es

$$W_T = W_S + W_W \dots\dots\dots(2)$$

Relaciones de peso y volumen

Enrique Napoleón Martínez Quiroz²⁰, nos indica que en Mecánica de Suelos, se relaciona el peso de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto del peso específico.

Peso Específico Aparente (γ_m)

Conocido como peso volumétrico, densidad aparente, peso específico de masa.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \dots\dots\dots(3)$$

Peso Específico del Agua (γ_w):

$$\gamma_o = \gamma_w \dots\dots\dots(4)$$

En condiciones prácticas peso específico del agua destilada (γ_o): a

4°C en sistemas derivados del métrico decimal es igual a 1 ó a una potencia de 10.

Peso Específico de los Sólidos (γ_s):

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \dots\dots\dots(5)$$

$$2.4 \leq \gamma_s \leq 2.9 \text{ gr/cm}^3$$

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas y secas en el horno o estufa y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario, es preciso obtener relaciones volumétricas y gravimétricas para poder determinar otras magnitudes en términos de estas.

Peso Específico Relativo: Viene hacer la relación entre el peso específico de la sustancia y el peso específico del agua destilada a 4° C y sujeta a una atmósfera de presión.

Peso Específico Relativo de la Muestra (S_m):

$$S_m = \frac{y_m}{y_o} = \frac{W_m}{V_m Y_o} \dots\dots\dots(6)$$

Peso Específico Relativo de los Sólidos (S_s):

$$S_s = \frac{y_s}{y_o} = \frac{W_s}{V_s Y_o} \dots\dots\dots(7)$$

Relaciones Fundamentales

Duque y Escobar, nos señala que las relaciones entre las diferentes fases constitutivas del suelo, permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto. A continuación nos describe las siguientes relaciones fundamentales para el manejo de las propiedades de un suelo:

Porosidad “ η ”

Se define como la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso $0 < \eta < 100\%$ (se expresa en %). En un sólido perfecto $\eta = 0$; en el suelo $\eta \neq 0$ y $\eta \neq 100\%$.

$$n = \frac{V_v}{V_T} \times 100(\%) \dots\dots\dots(8)$$

Relación de Vacíos “ e ”

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser $e > 1$ y alcanzar valores muy altos. En teoría $0 < e \rightarrow \infty$.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots\dots(9)$$

Densidad Relativa “ D_R ”

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximos y mínimos de densidad, que se pueden alcanzar. Además $0 \leq D_R \leq 1$, siendo más resistente el suelo, cuando éste está compactado y $D_R \approx 1$ y menor cuando está suelto y $D_R \approx 0$.

$$D_R = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}} \dots\dots\dots(10)$$

DUQUE E. Gonzalo y ESCOBAR, Carlos Enrique. Origen formación y constitución del suelo, pág. 9-11.

Grado de Saturación “ S ”

Se define como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que $0 \leq S \leq 100\%$. Físicamente en la naturaleza $S \neq 0$, pero admitiendo tal extremo, $S = 0\% \rightarrow$ suelo seco y $S = 100\% \rightarrow$ suelo saturado.

$$S = \frac{V_W}{V_V} \times 100(\%) \dots\dots\dots(11)$$

Contenido de Aire “ C_A ”

Probabilidad de encontrar aire en los vacíos del suelo $0 \leq C_A \leq 100\%$. En el suelo saturado, los vacíos están ocupados por agua $C_A = 0$ y en el suelo seco, por aire $C_A = 100\%$. Naturalmente, $S + C_A = 100\%$

$$C_A = \frac{V_A}{V_V} \times 100 \dots\dots\dots(12)$$

Contenido de Humedad “ ω ”

Es la relación entre el peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. El valor teórico del contenido de humedad varía entre:

$0 \leq \omega \rightarrow \infty$.. En la práctica, las humedades varían de 0 (cero) hasta valores del 100%.

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} \times 100 \dots\dots\dots(13)$$

2.5.1.9. Exploración de suelos

Braja M. Das, nos señala que: el proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denomina exploración del subsuelo. A continuación se tiene algunas consideraciones.

Propósito de la Exploración del Suelo

La exploración del suelo tiene el propósito de obtener información que ayude al ingeniero en:

Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.

Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.

Estimar el asentamiento probable de una estructura.

Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.).

Determinar la localización del nivel freático.

Predecir el empuje lateral de la tierra en estructuras como muros de retención, tablaestacados y cortes arriostrados.

Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

Programa de exploración del subsuelo

Según el **Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, Norma E050)**, nos indica lo siguiente:

Recolección de Información Preliminar del terreno a investigar

Plano de ubicación y accesos.

Plano topográfico con curvas de nivel. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, bastará un plano planimétrico. En todos los casos se hará indicación de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, situación y disposición de acequias y drenajes. En el plano deberá indicarse también, de ser posible, la ubicación prevista para las obras.

Recolección de Información Preliminar del terreno de la obra cimentar

Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, sótanos, luces y cargas estimadas.

En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes o alberguen maquinaria pesada o que vibre), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina.

Las edificaciones deberán ser clasificadas de acuerdo a uno de los tipos determinados en la Tabla 10.

Los tipos de edificación A, B y C designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo, siendo el A más exigente que el B y éste que el C.

Recolección de información preliminar (Datos generales de la zona)

Usos anteriores del terreno (terreno de cultivo, cantera, etc.).

Fenómenos de geodinámica externa de conocimiento del Propietario o del vecindario, que puedan de alguna manera afectar al terreno tanto en su capacidad portante, deformabilidad e integridad.

Construcciones antiguas, restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar de alguna manera la aplicabilidad irrestricta de las conclusiones del EMS.

Recolección de Información Preliminar (De los terrenos colindantes)

Datos disponibles sobre EMS efectuados.

Recolección de información preliminar (De las edificaciones adyacentes)

Número de pisos incluidos sótanos, tipo y estado de las estructuras. De ser posible tipo y nivel de cimentación.

Tabla 2
Tipos de Edificaciones

TIPO DE EDIFICACIÓN					
CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCI A MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	N° DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		\leq 3	4 a 8	9 a 12	>12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	-	-
BASE DE MAQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	-	-	-
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
* Cuando la distancia sobrepasa a la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
Tanques elevados y similares		\leq 9m de altur		> 9m de	
		B		A	

(Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050).

Reconocimiento del Terreno

Braja M. Das, nos señala que: el Ingeniero debe siempre hacer una inspección visual del lugar de estudio para obtener información sobre:

La topografía general del lugar, la posible existencia de canales de drenaje, botaderos de basura y otros materiales. Además la evidencia del flujo plástico en taludes y grietas profundas y ampliar a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.

Estratificación del suelo en cortes profundos, como los que se realizan para la construcción de las vías.

Tipo de vegetación en el sitio que indique la naturaleza del suelo.

Huellas de niveles altos del agua en edificios y en estribos de puentes.

Niveles de agua freática, que son determinados por observación de pozos cercanos.

Tipos de construcciones vecinas y existencia de grietas en muros u otros problemas

La Naturaleza de la estratificación y propiedades físicas de suelos vecinos, también se obtienen de reportes disponibles de la exploración del sub suelo para estructuras existentes.

Investigación del Sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planeación, efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a los intervalos deseados para subsecuentes observaciones y pruebas de laboratorio. La Profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser predeterminada. La Profundidad puede ser cambiada durante la operación de barrenado o de excavación a suelo abierto, dependiendo del sub suelo encontrado.

Métodos de Exploración de Suelos

Ralph Brazelton Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn, nos indican lo siguiente: para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Pozos a Cielo Abierto

M.J. Tomlinson, nos describe lo siguiente: proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos y de la presencia de cristales o bolsas de material más débil. Facilitan la toma de muestras de suelo cortadas a mano, evitando la alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que la capa de depósitos sueltos o material deteriorado se pueden reconocer en seguida.

Perforaciones

Enrique Napoleón Martínez Quiroz no indica lo siguiente: normalmente en estos sondeos exploratorios, la muestra de suelo obtenida es completamente alterada (excepto cuando se emplee equipo muy especial) las perforaciones pueden ser llevadas a cabo en estado seco, así como mediante el método lavado. Las herramientas para sondeo exploratorios por rotación son barrenos helicoidales (mayormente en perforaciones secas) o barrenos de perforación (herramienta de ataque). En ciertos casos, hay que emplear un sondeo entubado (en suelo muy suelto) para el muestreo se utiliza herramientas especiales, como las cucharas muestreadoras. Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme, no es posible lograr penetración mediante herramientas arriba mencionadas, si no se ha de recurrir a herramientas diferentes (brocas de cincel, brocas de diamante, etc.)

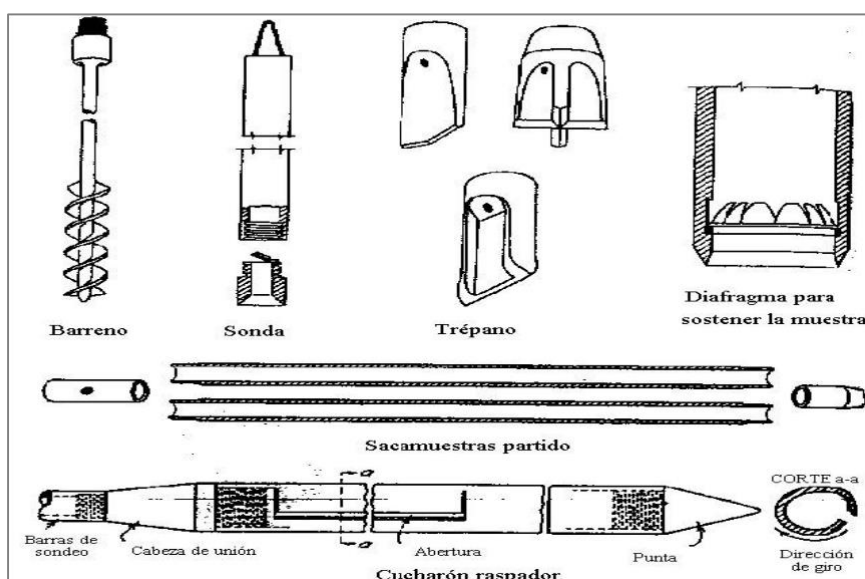


Figura 7: Herramientas para sondeos por perforaciones. (Fuente: Juárez y Rico, 1992).

Profundidad de Exploración

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, Norma E.050), nos describe que: la profundidad de exploración está definida por la profundidad del suelo afectado por las presiones de soporte de la cimentación.

Se determina de la siguiente manera: EDIFICIO SIN SÓTANO: $p = D_f + Z$ EDIFICIO

CON SÓTANO: $p = h + D_f + Z$

Toma de Muestras (para ensayos de laboratorio)

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica lo siguiente:

Muestras Alteradas

Estas muestras se obtienen tanto en pozos a cielo abierto como en perforaciones. La textura original del suelo ya está destruida con estas muestras.

No es posible determinar la compacidad ni el peso volumétrico (densidad aparente) del suelo, no obstante sirven para precisar otras propiedades físicas, tales como la granulometría, límites de plasticidad, peso específico de sólidos.

Las muestras alteradas se sacarán en todo cambio en los estratos, o por lo menos de cada metro de profundidad. Para poder determinar el contenido de humedad es necesario poner las muestras inmediatamente dentro de un recipiente hermético cerrado a menos que exista un equipo para averiguar el contenido de humedad In Situ.

Muestras Inalteradas

Estas muestras que conservan su estado original (la compacidad natural, peso volumétrico original, etc.) serán obtenidas cuando sea necesario determinar ciertas propiedades del suelo (compacidad, resistencia, asentamiento, permeabilidad etc.).

En perforaciones es muy difícil obtener muestras inalteradas, para tales fines, se requiere de equipo muy especial, y además se obtiene las muestras solamente de suelos cohesivos o de rocas. Sin embargo, en pozos a cielo abierto no es problemático sacar las muestras inalteradas, para este propósito se puede utilizar un cilindro de acero de la forma siguiente:

Las muestras inalteradas se obtendrá también cortando cubos mediante un cuchillo longitudinal de arista del cubo ± 15 cm.

Dado el caso, que no se investigue a las muestras inmediatamente después del muestreo, entonces las muestras deberán cubrirse herméticamente con parafina o en caso de que se haya extraído con cilindro muestreador este debe taparse a ambos extremos.

Tabla 3

Tipos de muestras

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERISTICAS
Muestra inalterada en	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de	Bloques	Inalterada	Deben mantenerse inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo. (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para
	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con tubo de pared			
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.

	NTP 339.151			
Muestra	(ASTM			
alterada	D4220)			Debe mantener
para	Prácticas	En lata sellada	Alterada	inalterado el
humeda	Normalizadas			contenido de agua
d en lata	para la			
sellada	Preservación y			
(Mah)	Transporte de			

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050.

2.5.2.10. Granulometría en suelos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, no indica que el ingeniero interesado en suelos deberá estar suficientemente enterado de los métodos y criterios basados en la distribución granulométrica.

Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo.

Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO o SUCS. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o sub - bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc., depende de este análisis. Para obtener la distribución de tamaños, se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente.

Distribución del Tamaño de Partículas

Campos y Guardia, nos indican lo siguiente: de acuerdo al tamaño predominante de partículas que contenga el suelo, los suelos generalmente son llamados: grava, arena, limo, arcilla o una mezcla de ellos.

Diversas organizaciones que estudian aspectos relacionados con el suelo han elaborado sistemas de clasificación para identificar el tamaño de las partículas de un suelo para sus propósitos específicos. En la Tabla N° 04 se muestra algunos de los sistemas más conocidos empleados por estas organizaciones para identificar las partículas del suelo.

Tabla 4

Sistemas para identificar el tamaño de partículas

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Classification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

Fuente: Braja M. Das, 1998.

El sistema de clasificación unificado (SUCS) ha sido adoptado como el estándar por la ASTM (American Society for Testing and Materials) y el reglamento que esta sociedad ha desarrollado para el análisis y estudio del suelo es aceptado a nivel internacional.

Grava

Según la norma ASTM D2487 el tamaño de estas partículas varía de 75 a 4.75 mm, estas a su vez están divididas en dos categorías: grava gruesa que está comprendida entre 75 y 19 mm y grava fina que está comprendida entre 19 y 4.75 mm.

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca de textura redondeada, debido al desgaste que sufren las partículas al ser transportadas por las corrientes de los ríos. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, márgenes, en los conos de deyección de los ríos y suele encontrarse depósitos con grandes cantidades.

Arena

Se llama arena a las partículas granulares de textura variada procedentes de la desintegración de las rocas o de su trituración artificial y cuyo tamaño según la norma ASTM D2487 varía entre 4.75 a 0.075 mm, la arena está clasificada en tres categorías: arena gruesa que tiene un tamaño de 4.75 a 2 mm, la arena mediana de un tamaño comprendido entre 2 y 0.425 mm y la arena fina comprendida entre 0.425 y 0.075 mm. El origen y la existencia de la arena es análoga a la de la grava, comúnmente las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. Principalmente está compuesta de cuarzo y otros minerales que dan resistencia mecánica a las partículas.

Limo

El limo es una partícula mineral pequeña de textura granular o escamosa, que suele encontrarse en las canteras y en los ríos. El tamaño de las partículas de limo según la norma ASTM D2487 es menor a 0.075 mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. El suelo compuesto por limo es relativamente impermeable, fácilmente erosionable.

Arcilla

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas de textura escamosa, compuestas de minerales de arcilla con un tamaño diminuto mucho menor a 0.075 mm. La arcilla químicamente es un silicato hidratado de: aluminio, hierro o magnesio. Las microestructuras que forman las partículas diminutas que componen la arcilla ocasionan que esta sea poco permeable y el contenido de humedad comunica a la masa de suelo la propiedad plástica.

Guijarro y Canto Rodado

Existen partículas de mayor tamaño que la grava, según la norma ASTM D2487 a las partículas con tamaño comprendido entre 75 a 350 mm se las llama guijarro o bolón y a las que superan los 350 mm se las denomina canto rodado. Por lo general estos dos tipos de partículas son fragmentos de roca, constituyen ser componentes aislados del suelo y suelen aparecer sobre o por debajo de la superficie terrestre.

Materia Coloidal

Existen también partículas muy pequeñas que no pueden llegar a ser vistas fácilmente. Las partículas con tamaño menor a 2 μm , constituyen la fracción más fina de los suelos. Que pueden ser distinguidas con la ayuda de un microscopio potente y su estructura molecular puede ser analizada por medio de los rayos X, a este tipo de partículas se las conoce como coloide o ultra-arcilla. Estas partículas debido a su tamaño no suelen considerarse dentro los sistemas de clasificación, pero forman parte de la fracción fina del suelo.

Suelo de Grano Grueso

Campos y Guardia, no indican que estos suelos están constituidos de partículas con textura granular compuestas de fragmentos de roca y mineral. De acuerdo al sistema de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño comprendido entre 75 y 0.075

mm, que corresponde al tamaño de la grava y arena. Aunque en su mayoría contienen partículas mayores a 0.075 mm también contienen material fino en pequeña cantidad, como conjunto estos suelos tienen mayor resistencia a la erosión.

Distribución Granulométrica

Braja M. Das, sostiene que en cualquier masa del suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas. Para suelo de grano fino, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio de análisis granulométrico por hidrométrico.

Análisis Mecánico por Tamices

Campos y Guardia, no indican que debido al tamaño de las partículas y la forma granular que presentan estos suelos, fácilmente puede clasificarse los distintos tamaños de las partículas que lo constituyen mediante tamices con diferentes aberturas. A este análisis se lo llama: **análisis granulométrico** del suelo.

El tamiz o criba, consiste de un plato de acero inoxidable con una malla metálica adherida en la parte inferior con aberturas de tamaño uniforme. Existen dos tamaños estándar de tamices los de 8" y 12".

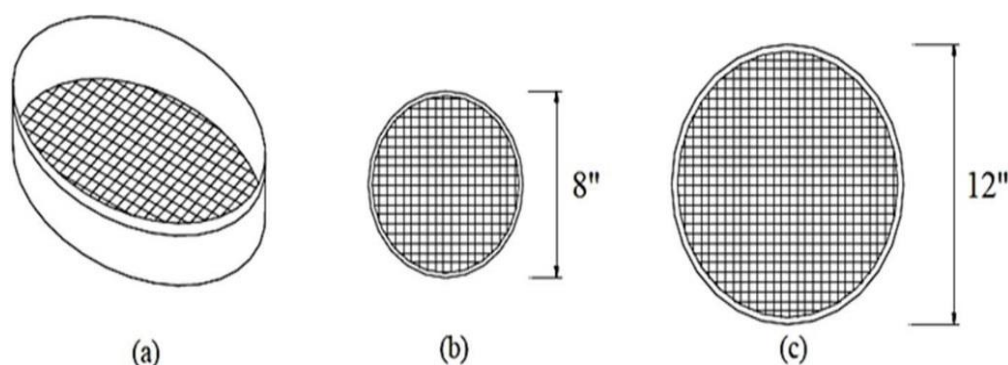


Figura 8: Tamices para el análisis de suelo de grano grueso (a) Tamiz. (b) Tamiz de 8". (c) Tamiz de 12" (Fuente: Norma ASTM D422 y E100).

La Figura 8, muestra la serie ASTM de tamices de 8" y 12" disponibles en el mercado para el análisis mecánico del suelo, el tamaño de la abertura de la malla (expresado en

milímetros) está identificado por un número de tamiz. No es necesario tener todos los tamices para realizar un análisis granulométrico del suelo, simplemente bastan algunos tamaños que están en función al sistema de clasificación del tamaño de partículas que se esté empleando.

En el sistema de clasificación unificado (SUCS) las partículas consideradas grano grueso tienen un tamaño mayor a 0.075 mm, por lo tanto el tamiz: Nro. 200 retiene las partículas de grano grueso y deja pasar las partículas finas del suelo, por lo que el tamiz Nro. 200 clasifica las partículas de grano grueso de las finas.

Dentro las partículas de grano grueso el tamaño de la arena está comprendido entre 4.75 y 0.075 mm, el tamiz: Nro. 4 retiene los tamaños mayores a 4.75 mm y deja pasar los de menor tamaño que son retenidos en el tamiz Nro. 200. La grava tiene un tamaño comprendido entre 76.2 y 4.75 mm, el tamiz de 3" retiene partículas mayores a 76.2 mm y deja pasar partículas de menor tamaño que se retendrán en el tamiz Nro. 4 o en el Nro. 200.

Para el sistema de clasificación unificado es indispensable tener los tamices Nro. 200, 4" y el de 3", sin embargo si se utilizan tamices intermedios a estos tamaños se tendrá un análisis granulométrico más preciso.

Tabla 5

Serie ASTM de tamices

TAMICES SERIE ASTM											
Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura
5"	127.00	1 1/2"	38.10	3/8"	9.53	12	1.70	60	0.250	325	0.041
4.24"	107.70	1 1/4"	31.75	5/16"	7.94	14	1.40	70	0.212	400	0.035
4"	101.60	1.06"	26.92	0.265"	6.73	16	1.18	80	0.180	450	0.031
3 1/2"	88.90	1"	25.40	1/4"	6.35	18	1.00	100	0.150	500	0.028
13/4"	82.55	7/8"	22.23	4	4.75	20	0.85	120	0.125	635	0.021
3"	76.20	3/4"	19.05	5	4.00	25	0.71	140	0.106		
2 1/2"	63.50	5/8"	15.88	6	3.35	30	0.60	170	0.090		
2.12"	53.85	0.53"	13.46	7	2.80	35	0.50	200	0.075		
2"	50.80	1/2"	12.70	8	2.36	40	0.43	230	0.065		
1 3/4"	44.45	7/16"	11.11	10	2.00	50	0.36	270	0.053		

Fuente: Norma ASTM D422 y E100.

Curva de Distribución del Tamaño de Partículas

Braja M. Das, nos indica que: la muestra de suelo debe ser tamizada por lo menos 15 minutos, donde cada tamiz retendrá una fracción de masa de suelo y el plato inferior retendrá las partículas más finas del suelo menores a 0.075 mm para otros propósitos.

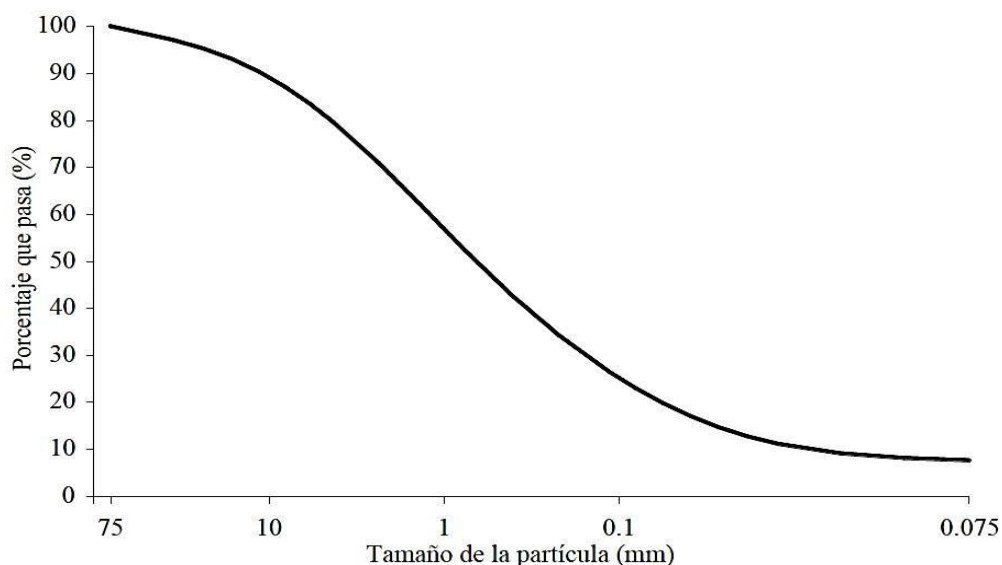


Figura 9: Curvas de distribución del tamaño de partículas. (Fuente: Braja M. Das, 2007)

Parámetros de la Curva de Distribución del Tamaño de Partículas

A partir de la curva de distribución del tamaño de partículas, se puede obtener cantidades en porcentaje de un tamaño de partículas especial que contenga el suelo. El diámetro de la partícula (D_i) se refiere al tamaño del grano o diámetro aparente de una partícula de suelo y el subíndice que lo acompaña indica la cantidad de partículas en porcentajes más pequeñas que está.

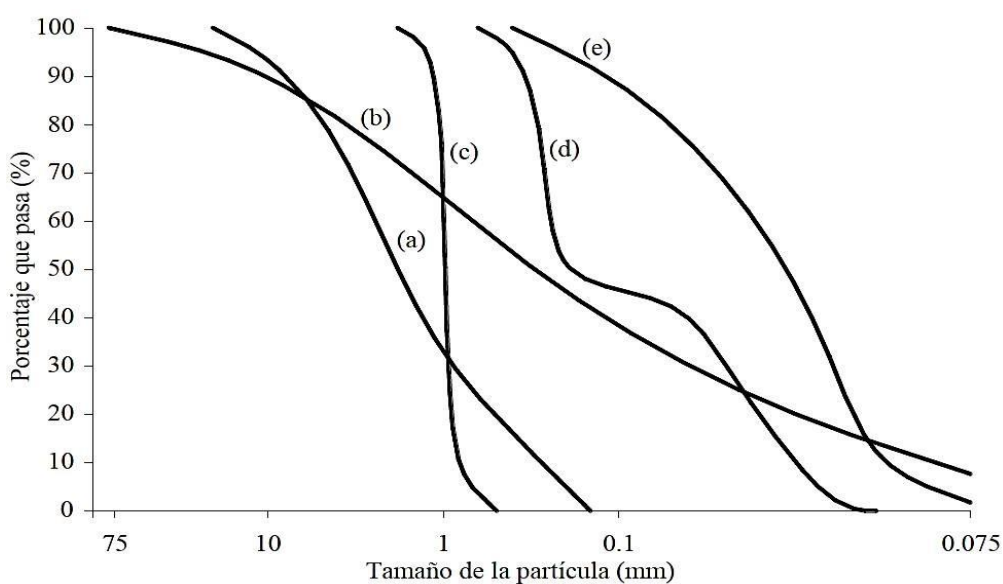


Figura 10: Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos. (a) Suelo de grano grueso (grava y arena). (b) Suelo bien gradado con una amplia variedad de tamaños de partícula. (c) Suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula. (d) Suelo con gradación hueca, no contiene un cierto rango de tamaños de partícula. (e) Suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla). (Fuente: Donald P. Coduto, 1999).

Suelos Finos

Los suelos finos están constituidos de partículas compuestas de fragmentos diminutos de roca, minerales y minerales de arcilla, con textura granular y en hojuelas. De acuerdo al sistema de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño inferior a 0.075 mm, que corresponden a la categoría del limo y la arcilla, por lo que toda fracción de suelo que pasa el tamiz Nro. 200 es considerado como suelo fino.

2.5.2.11. Plasticidad de suelos

Campos y Guardia, nos indican que se realizó una serie de experimentos con suelos finos haciendo variar su contenido de humedad, con el objetivo de encontrar la relación que existe entre el contenido de humedad y la consistencia del suelo.

Este investigador observó que para ciertos contenidos de humedad el suelo presentaba uno de los cuatro estados distintos de consistencia, que son: sólido, semisólido, plástico y líquido.

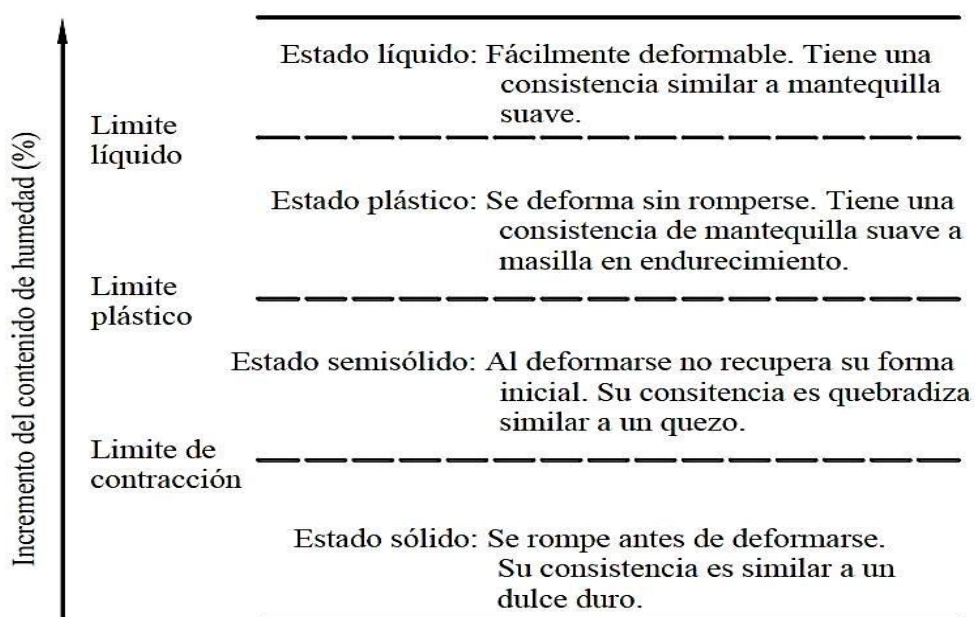


Figura 11: Consistencia del suelo según al contenido de humedad. (Fuente: Coduto, 1999).

Posteriormente Terzaghi y Casagrande idearon métodos para determinar estos contenidos de humedad específicos para los distintos estados de consistencia, descritos en la norma ASTM D427 y D4318, en la actualidad a estos contenidos de humedad especiales se los conoce como límites de Atterberg o de consistencia. Puede hablarse de los límites de

Atterberg en suelos que tienen un tamaño de partículas que pasan por el tamiz Nro. 40. Para un bajo contenido de humedad el suelo tendrá una consistencia sólida a semisólida, a medida que se va incrementando el contenido de humedad el suelo progresivamente tomará una consistencia plástica y finalmente para un contenido de humedad muy alto el suelo tendrá una consistencia líquida. La Figura N° 10 muestra las diferentes consistencias del suelo en función al incremento del contenido de humedad. Los límites de Atterberg son contenidos de humedad específicos en los cuales el suelo se encuentra en etapa de transición, de un estado de una consistencia a otro.

Estados de Consistencia

Campos y Guardia, nos indican lo siguiente:

Liquidez

Se llama liquidez al estado líquido que presenta el suelo cuando el contenido de humedad supera al límite líquido. En este estado la fuerza de atracción que actúa entre las partículas compuestas de minerales de arcilla disminuye, debido a la gruesa capa de agua que se forma en la superficie de estas por la abundante cantidad de moléculas de agua.

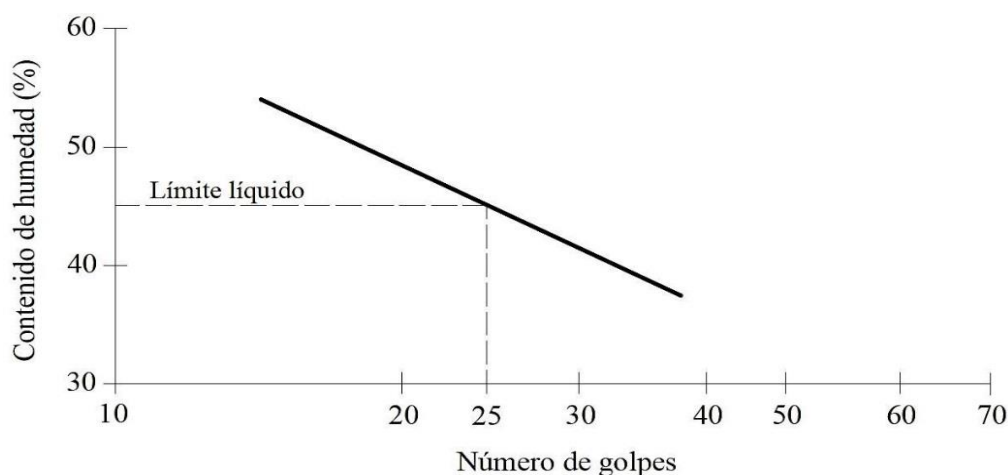


Figura 12: Determinación del límite líquido del suelo. (Fuente: Casagrande, 1932).

Plasticidad

La plasticidad es una propiedad característica de los suelos finos, donde el contenido de humedad del suelo está comprendido entre el límite líquido y plástico. En este estado el suelo permite ser moldeando de manera similar a la masa o la plastilina, debido a que el

contenido de humedad del suelo contiene la cantidad ideal de moléculas de agua para que la fuerza de atracción entre las partículas compuestas de minerales de arcilla sea la mayor.

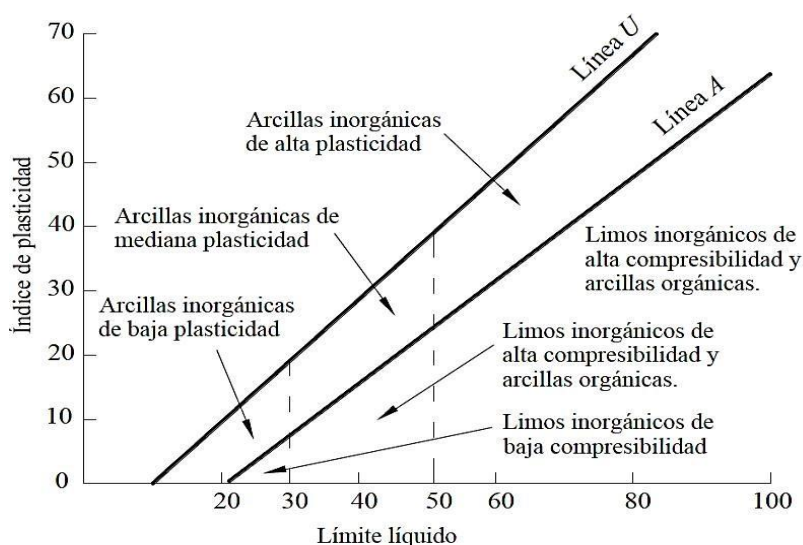


Figura 13: Plasticidad en suelos (Fuente: Casagrande, 1932).

Contracción

Un suelo fino que contenga en su mayor parte partículas compuestas de minerales de arcilla variará de volumen de acuerdo a su contenido de humedad, por lo tanto a medida que aumente el contenido de humedad también proporcionalmente aumentará su volumen, la Figura N° 13 muestra la relación entre el contenido de humedad y el volumen del suelo.

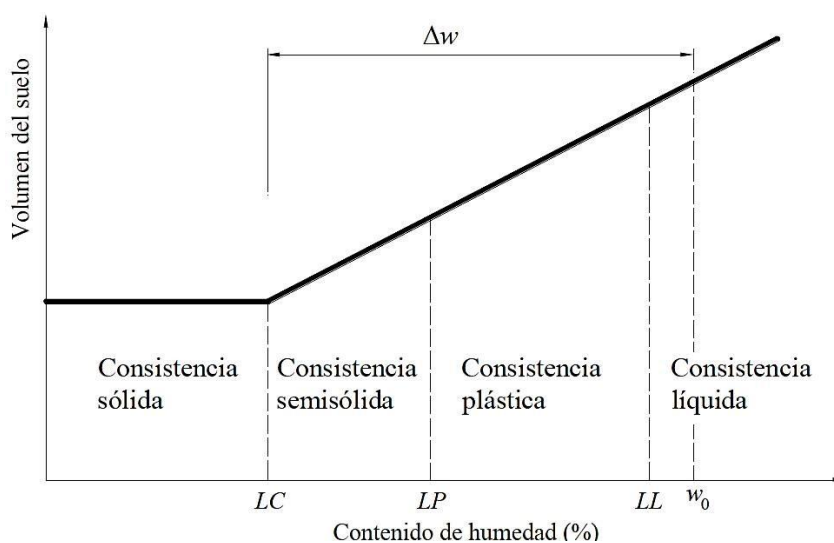


Figura 14: Variación del volumen respecto al contenido de Humedad. (Fuente: Casagrande, 1932).

Límites de Consistencia (Atterberg)

Braja M. Das, nos describe que cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como una material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Éste, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como límite líquido (LL). Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC), respectivamente. Éste se denomina límites de Atterberg.

El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes.

El límite plástico se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 3.18 mm de diámetro. El límite de contracción se define como contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico de un suelo se define como índice de plasticidad.

$$IP = LL - PL \text{ ----- (14)}$$

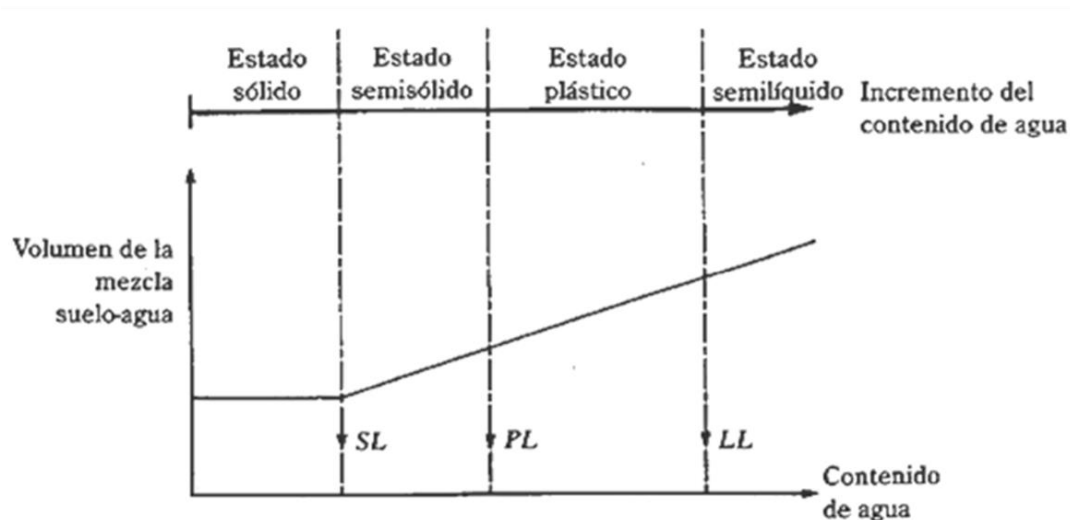


Figura 15: Definición de los Límites de Atterberg (Fuente: Braja M. Das 2001).

Ecuación de la Curva de Fluidéz

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica lo siguiente:

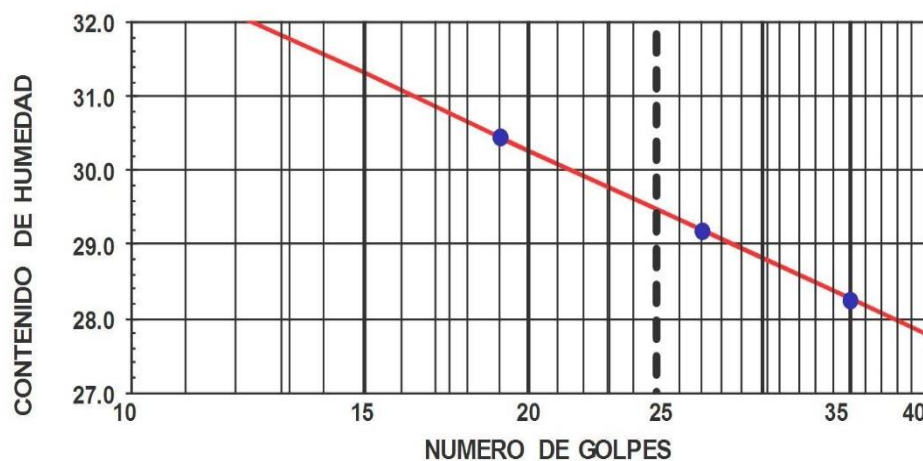


Figura 16: Curva de fluidez (Fuente: Martínez, 2003).

$$LL = W = I_f \log N + C \text{ ----- (15)}$$

Donde:

C : Constante que representa la ordenada de la abscisa de 1 golpe

W : Contenido de humedad, como porcentaje del peso seco

I_f : Índice de fluidez pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N : Número de golpes en la copa de Casagrande

$$I_f = \frac{\Delta W\%}{\Delta N} \text{(16)}$$

Es la pendiente de la curva de fluidez

$$I_f = \frac{W\%_1 - W\%_2}{\log N_1 - \log N_2} \text{(17)}$$

Índice de Tenacidad

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que la tenacidad queda definida por el valor del esfuerzo cortante capaz de resistir el suelo en el límite plástico.

$$IT = \frac{IP}{If} \dots\dots\dots(18)$$

Donde:

$$IP = LL - LP$$

If: índice de fluencia

MARTÍNEZ QUIROZ, Enrique Napoleón. Principios de Mecánica de Suelos, pág. 102.

Grado de Consistencia (K_w)

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que a partir de los valores del límite líquido y plástico se puede determinar el grado de consistencia.

$$V_w = \frac{LL - W\%}{LL - LP} nat \dots\dots\dots(19)$$

Donde:

LL : Límite líquido

$W\%_{nat}$: Contenido de humedad natural

LP : Límite plástico

$K_w < 0$: Consistencia líquida

$0 < K_w < 0.50$: Consistencia viscosa

$0.5 < K_w < 0.75$: Consistencia suave

$0.75 < K_w < 1$: Consistencia plástica (semirrígida)

$K_w > 1$: Consistencia media dura, dura sólida.

2.5.2.12. Clasificación de suelos

Campos y Guardia, nos indican que: debido a la gran variedad de suelos que pueden encontrarse en la corteza terrestre es que se han desarrollado varios sistemas de

clasificación para poder identificarlos, elaborados de acuerdo a la aplicación que se les da a los mismos. El clasificar un suelo consiste en agrupar al mismo en grupos y/o subgrupos de suelos que presentan un comportamiento semejante con propiedades ingenieriles similares.

En este capítulo se analizarán el sistema de clasificación Unificado SUCS y el sistema de clasificación AASHTO, que son los sistemas de clasificación más utilizados por la mayor parte de los ingenieros de todo el mundo.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El sistema de clasificación SUCS está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por A. Casagrande (1932).

Características del Sistema de Clasificación Unificado (ASTM D-2487)

Clasifica a los suelos en cuatro principales categorías, cada una de estas categorías usa un símbolo que define la naturaleza del suelo:

Suelos de Grano Grueso

Son de naturaleza tipo grava y arena con menos del 50% pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G para la grava o suelo gravoso del inglés “Gravel” y S para la arena o suelo arenoso del inglés “Sand”.

Suelos de Grano Fino

Son aquellos que tienen 50% o más pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M para limo inorgánico del sueco “mo y mjala”, C para arcilla inorgánica del inglés “Clay”.

Suelos Orgánicos

Son limos y arcillas que contienen materia orgánica importante, a estos se los denomina con el prefijo O del inglés “Organic”.

Turbas

El símbolo Pt se usa para turbas del inglés “peat”, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Para este sistema de clasificación son también usados sufijos que identifican algunas características particulares del suelo:

- W.** Bien graduado del inglés “Well graded”.
- P.** Mal graduado del inglés “Poorly graded”.
- L.** Baja plasticidad, límite líquido menor a 50%, del inglés “Low plasticity”.
- H.** Alta plasticidad, límite líquido mayor a 50%, del inglés “High plasticity”.

Un Símbolo Doble

Corresponde a dos símbolos separados por un guión, e.g. GP- GM, SW-SC, CL-ML, los cuales se usan para indicar que el suelo tiene propiedades de dos grupos.

Estos se obtienen cuando el suelo tiene finos entre 5 y 12% o cuando las coordenadas del límite líquido y el índice de plasticidad caen en el área sombreada CL-ML de la carta de plasticidad. La primera parte del doble símbolo indica si la fracción gruesa es pobremente o bien graduada.

Criterios para la Clasificación “SUCS” según Resultados Obtenidos por Medio de Ensayos de Laboratorio

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica lo siguiente:

Suelos de Grano Grueso (más del 50% será retenido por la malla N° 200)

Distinción entre grava y arena (G, S)

> 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm) G.

< 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm) S.

Material que pasa por la malla N° 200 (0.075 mm)

< 5% gravas o arenas limpios bien ó mal graduados: GW, GP o SW, SP.

> 12% gravas ó arenas con finos GM, GC, ó SM, SC.

Entre 5 y 12% símbolos mixtos: por ejemplo GW + GP.

Determinación de la graduación para suelos de grano grueso con pocos finos (menor del 12% que pase la malla N° 200).

Coefficiente de uniformidad.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots(20)$$

Debe ser > que 3 para GW, SW.

Coefficiente de graduación

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \dots\dots\dots(21)$$

Debe estar entre 1 y 3, entonces será GW y SW; Será GP y SP, si no cumplen con este requisito.

Suelos de grano grueso con finos (GM, GC, ó SM, SC)

Se toma en cuenta los límites:

Para GM Y SM (Suelos limosos):

Los límites deben encontrarse bajo la línea “A” o el IP debe ser menor de 4.

Para GC y SC (mezclas bien graduadas con arcilla):

Los límites deben encontrarse sobre la línea “A” o el IP debe ser mayor de 7.

Suelos de Grano Fino:

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa la malla N°40, y se obtiene utilizando la carta de plasticidad.

Grupo CL y CH (constituido por arcilla inorgánica)

El grupo **CL** comprende a la zona sobre la línea “A” $LL < 50 \%$ y $IP > 7 \%$

El grupo **CH** comprende a la zona arriba de “A” $LL < 50 \%$

Grupo ML y MH (limos inorgánicos)

El grupo **ML** comprende a la zona bajo la línea “A” con $IP < 4 \%$.

El grupo **MH**, corresponde a la zona debajo de la línea “A” $LL > 50 \%$.

Los suelos finos que caen sobre la línea “A” con $4\% < I < 7\%$, se consideran como casos de frontera asignándoles el símbolo CL – ML.

Grupo OL y OH (Suelos orgánicos):

Las zonas correspondientes son las mismas que los de los grupos ML y MH. Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el LL. De una arcilla crezca sin apreciable cambio de su IP.

Grupos Pt:

El límite líquido de estos grupos suele estar entre el 300 y 500 %, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente debajo de la línea “A”.

De la carta de plasticidad

CH: Arcilla inorgánica de alta plasticidad

CL: Arcilla inorgánica de baja plasticidad

OH: Arcilla orgánica de alta plasticidad

OL: Arcilla orgánica de baja plasticidad

MH: Limo inorgánico de alta plasticidad

ML: Limo inorgánico de baja plasticidad

OL: Limo orgánico de baja plasticidad

OH: Limo orgánico de alta plasticidad

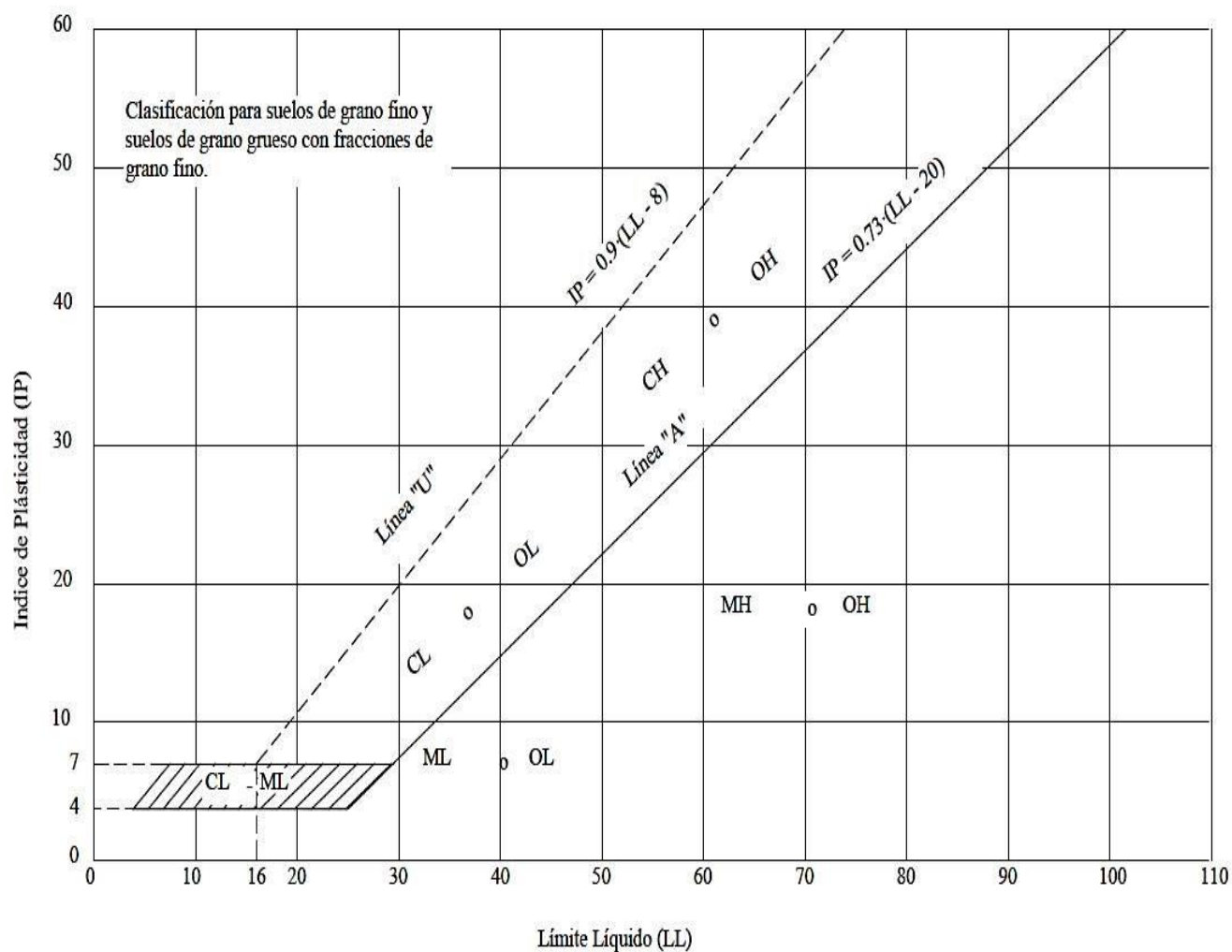


Figura 17: Carta de plasticidad (Fuente: Norma ASTM, 2003).

Sistema de Clasificación AASHTO

Campos y Guardia⁴⁴, nos describen que el sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (Designación ASTM D-3282; método AASHTO M145) es uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras como la construcción de los terraplenes, subrasantes, sub bases y bases de las carreteras. Sin embargo es necesario recordar que un suelo que es bueno para el uso de subrasantes de carreteras puede ser muy pobre para otros propósitos.

Características del Sistema de Clasificación AASHTO (ASTM D-3282)

Campos y Guardia, clasifica a los suelos en tres principales categorías:

Suelos granulares

Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es menor o igual al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-1, A-2 y A-3.

Suelos limo-arcilla o material fino

Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es mayor al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Suelos orgánicos

Son los suelos que están constituidos principalmente por materia orgánica. Este tipo de suelos constituye el grupo A-8.

Establece un rango del índice de plasticidad que diferencia a los suelos limosos de los suelos arcillosos.

El término **limoso** es aplicado a la fracción fina del suelo que tiene un índice de elasticidad de 10 o menos.

El término **arcilloso** es aplicado cuando la fracción fina tiene un índice de plasticidad de 11 o más.

Índice de Grupo

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica lo siguiente: Los siete grupos básicos se han dividido en sub grupos con un índice de grupo, con el fin de aproximar dentro de las valorizaciones del grupo, los índices de grupo van de cero (0) para la mejor subrasante a 20 para pésimas. Los incrementos de valor de los índices de grupo reflejan una reducción en la capacidad para soportar cargas, por el efecto combinado de cimiento del LL e IP y disminución en el % de material grueso. Se obtiene mediante el uso de una fórmula para índice de grupo basado en la granulometría y los límites (LL – IP) del suelo.

La fórmula del índice de grupo es la siguiente:

Queda definido según la ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \text{ ----- (22)}$$

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10) \text{ ----- (23)}$$

a: Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 35% expresada como número entero positivo.

b: Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 15% expresada como número entero positivo.

c: Porción numérica del límite líquido mayor de 40 y que no exceda de 30 número entero.

d: Porción numérica del IP mayor de 10 y que no exceda de 30 número entero.

El índice de grupo se expresa en un paréntesis después del número del grupo por ejemplo, A – 6 (7). La clasificación de las subrasantes en términos del IG es la Siguiente:

Excelente A – 1 (0) Buena IG de 0 a 1

Regular IG de 2 a 4 Mala IG de 5 a 9

Muy mala IG de 10 a 20

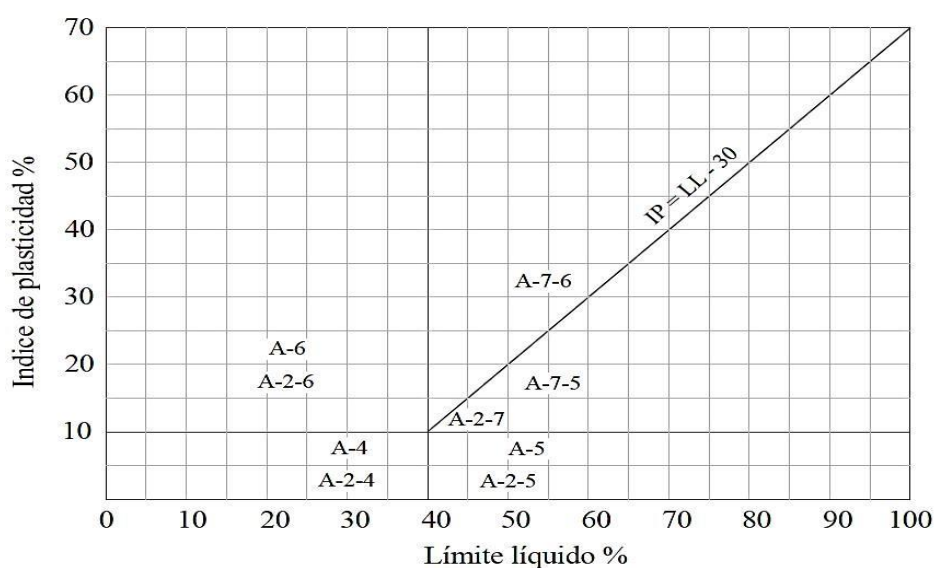


Figura 18: Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7 (Norma ASTM, 2003).

Tabla 6

Clasificación de los Suelos Sistema AASHTO (a) Material Granular, (b) Material Fino.

Clasificación general	Materiales Granulares 35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200						
Clasificación de grupo	A-1			A-2			
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):							
N° 10 (2.00 mm.)	50 max						
N° 40 (0.425 mm.)	30 max	50 max	51 min				
N° 200 (0.075 mm.)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40							
Límite líquido				40 max	41 min	40 max	41 min
Índice de plasticidad	7 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
Tipos de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de piedra, grava y arena			Arena fina	Grava o arena limosa o arcilla		
(a)							
Clasificación general	Materiales limo - arcilla Mas del 35% del total de la muestra pasa por el tamiz N° 200						
Clasificación de grupo	A-4		A-5		A-6		A-7 A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análisis por tamices (porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm.))	36 min.		36 min.		36 min.		36 min.
Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.)							
Límite líquido	40 máx.		41 min.		40 máx.		41 min.
Índice de plasticidad	10 máx.		10 máx.		11 min		11 min.
Tipos de materiales constituyentes significativos	Suelos limoso				Suelo arcillo		
Relación general como subgrado	Regular a pobre						
^a Para A-7-5, $I_p \leq L_L - 30$ ^b Para A-7-6, $I_p > L_L - 30$							
(b)							

Fuente: Norma ASTM, 2003.

2.5.2.13. Consolidación de suelos

Braja M. Das, nos describe que un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

Tipos de Asentamientos

Asentamiento Inmediato

Provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

Asentamiento por Consolidación Primaria

Es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.

Asentamiento por Consolidación Secundaria

Se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

Consideraciones Importantes sobre Consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente.

En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente.

El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento.

Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos que tienen baja permeabilidad.

El asentamiento por consolidación depende de la consolidación.

Arcilla Normalmente Consolidada y Pre consolidada

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga.

Normalmente Consolidada

La presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.

Pre consolidada

La presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.

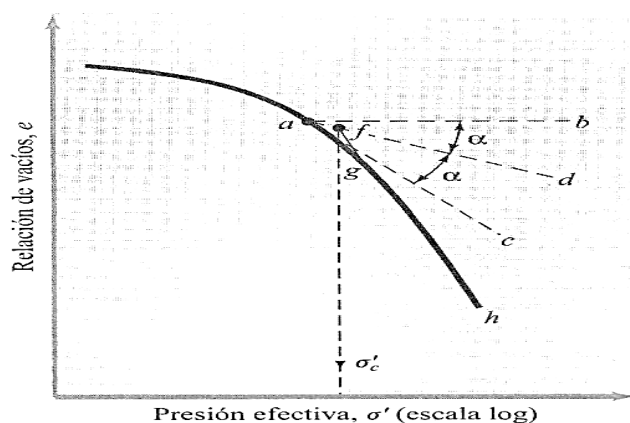


Figura 19: Procedimiento gráfico para determinar la Presión de Consolidación. (Fuente: Casagrande, 1936).

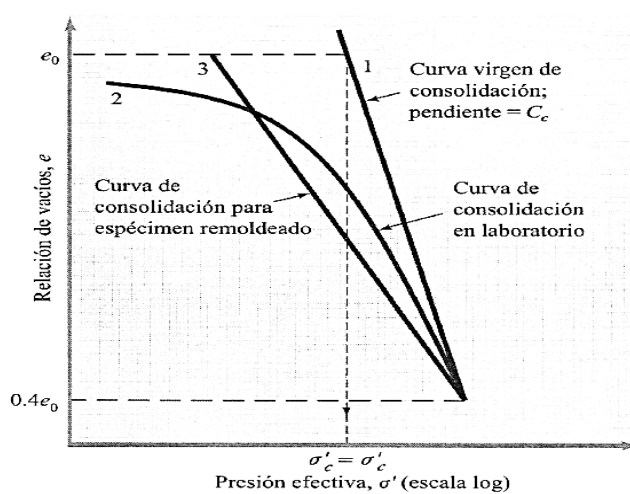


Figura 20: Características de Consolidación de una Arcilla Normalmente Consolidada. (Fuente: Terzaghi y Peck, 1967).

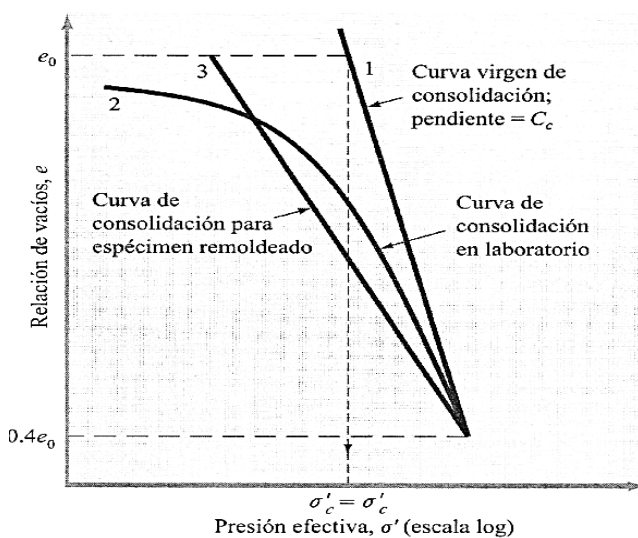


Figura 21: Características de consolidación de una arcilla Sobreconsolidada. (Fuente: Schmertmann, 1953).

Cálculo de Asentamiento para Arcilla Normalmente Consolidada

Donde:

C_c : Pendiente de la gráfica $e - \log \sigma'_0$

$$S = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots (24)$$

H : Espesor del subestrato

σ'_0 : Presión de sobrecarga efectiva promedio inicial para el subestrato

$\Delta \sigma$: Incremento de la presión vertical para el subestrato

e_0 : Relación de vacíos

Cálculo de Asentamiento para Arcilla Sobreconsolidada

Si, $\sigma'_0 + \Delta \sigma' \leq \sigma'_c$

Donde:

C_s : Pendiente de la curva de expansión

$$S = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots (25)$$

Si, $\sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_c$

$$S = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \dots\dots\dots (26)$$

2.5.2.14. Esfuerzo de corte en suelos

Berry y Reid, nos indican que la resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

Ecuación de Falla de Coulomb

Berry y Reid, nos indican que en 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. Él postuló que la máxima resistencia al corte, en el plano está dada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \text{ ----- (27)}$$

Donde:

σ : Esfuerzo normal total en el plano de falla

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

c : Cohesión del suelo

La ecuación de Coulomb es una relación puramente empírica y se basa en la ley de fricción de Amonton para el deslizamiento de dos superficies planas, con la inclusión de un término de cohesión “ c ”, para tener en cuenta la sección propia de los suelos arcillosos. Para los materiales granulares $c \approx 0$, y por tanto:

$$\tau = \sigma \tan \phi \text{ ----- (28)}$$

Cohesión

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos señala que viene a ser la resistencia al corte cuando una tensión normal sobre el plano de deslizamiento es nula. La cohesión depende de la humedad del suelo; se mide en Kg. /cm². Los suelos arcillosos tienen cohesión alta de 0.25 a 1.5 Kg. /cm², ó más. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas la cohesión es prácticamente nula.

Fricción interna

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos señala que es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre superficies de contacto de las partículas. Depende de la granulometría y forma de sus partículas. Así tenemos:

$\phi = 0^\circ$, Para arcillas plásticas.

$\phi = 45^\circ$, Para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares.

$\phi = 30^\circ$, Para arenas.

Condiciones de Drenaje para Ensayos de Corte Directo

En el curso de geotécnica, versión online de la Universidad Católica de Valparaíso, nos describe que los ensayos de corte directo en laboratorio se pueden clasificar en tres tipos, según exista drenaje y/o consolidación de la muestra, por lo tanto los valores de c y ϕ dependen esencialmente de la velocidad del ensayo y de la permeabilidad del suelo.

Ensayo No Consolidado No Drenado (UU)

Es un ensayo rápido, donde se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (P_v); si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Generalmente la recta intrínseca en el diagrama de τ contra σ es horizontal, donde $\tau = Cu$. No se permite el drenaje de la muestra en todo el ensayo.

Ensayo Consolidado No Drenado (CU)

En este ensayo se permite que la muestra drene o se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es rápida para que la presión de poros no pueda disiparse en el transcurso del ensayo. Estos ensayos no se usan en suelos permeables y es necesario medir el movimiento vertical durante la consolidación (drenaje) para saber cuándo se ha producido por completo. Por lo tanto la ecuación de coulomb se transforma en:

$$\tau = c + (\sigma + \mu) * \tan \phi \dots \dots \dots (29)$$

Ensayo Consolidado Drenado (CD)

La velocidad de corte es lenta, se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo, siendo las presiones intersticiales nulas, durante la aplicación del esfuerzo cortante ($\mu = 0$) que: ($\mu = 0$ $\sigma = \sigma'$, $c = c'$, $\phi = \phi'$)

2.5.2.15. Cimentaciones superficiales

Juarez y Rico, nos describen que la parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin provocar mucho esfuerzo a éste. Para que una estructura se comporte satisfactoriamente, las cimentaciones deben tener las siguientes características principales.

Características principales de las cimentaciones

Juarez y Rico, nos describen lo siguiente:

La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que lo soporta.

La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, porque el grado de asentamiento permisible en una estructura depende de varias consideraciones).

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte se llama capacidad de carga última.

Capacidad de carga última

Juárez y Rico, nos describen que el asentamiento se incrementa bajo una carga aplicada gradualmente. Cuando la carga toma un valor de q_u se produce una falla súbita del suelo que lo soporta a la cimentación. Esta carga q_u se denomina “capacidad de carga última de la cimentación”. Se presentan 3 tipos de fallas por corte:

Falla general por corte

Es un tipo de falla súbita del suelo, que va acompañada por una falla en la superficie del terreno, se presenta en arenas densas o arcillas duras.

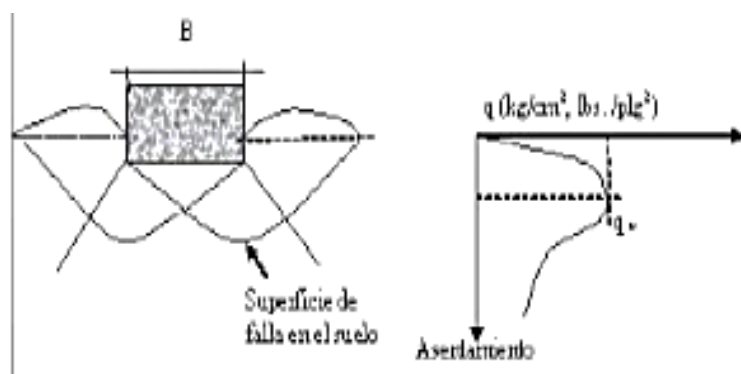


Figura 22: Falla General por Corte. (Fuente: Vesic, 1973).

Falla local por corte

Para suelos arenosos o arcillosos de compacidad media, un incremento de la carga en la cimentación estará acompañado por un incremento considerable de los asentamientos, cuando la carga alcanza un valor $q_u(1)$ el movimiento de la cimentación estará acompañado de giros súbitos, y grandes asentamientos, se producirán al alcanzar la capacidad de carga última (q_u), en este caso la superficie de la falla en el suelo se extiende gradualmente hacia fuera de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_u(1)$ se denomina carga primera de falla (Vesic 1963).

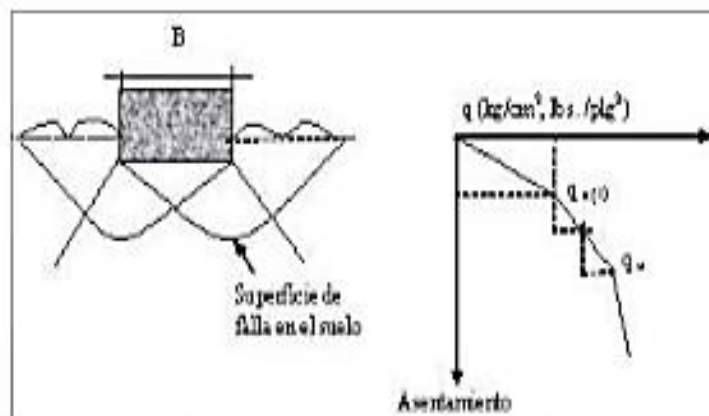


Figura 23: Falla local por corte. (Fuente: Vesic, 1973).

Falla de corte por punzonamiento

En arenas sueltas o arcillas blandas, la superficie de falla no se extenderá a la superficie del terreno, para valores de carga más grandes que q_u , la gráfica de carga vs asentamiento tendrá una fuerte pendiente y será prácticamente lineal.

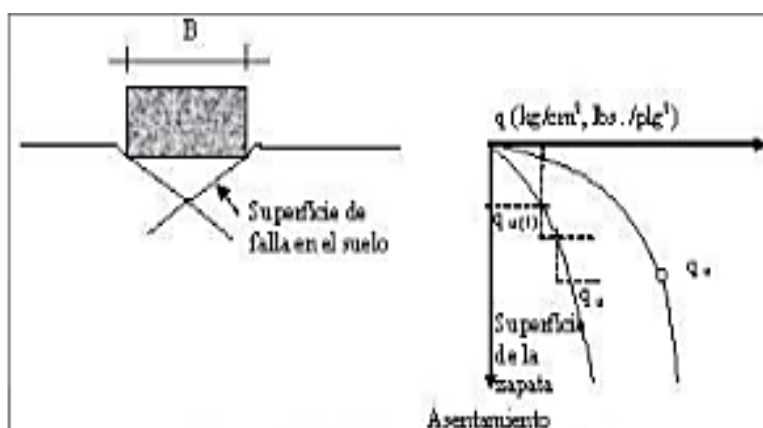


Figura 24. Falla de Corte por Punzonamiento. (Fuente: Vesic, 1973).

Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi

Braja M.DAS , sostiene que: Terzaghi en 1943, fue el primero en presentar su teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

De acuerdo con ésta, una cimentación superficial si: $D_f \leq B$ (figura N°24).

Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con $D_f = 3$ ó 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales, (D_f : profundidad de desplante y B : ancho de la cimentación).

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida ($B/L \rightarrow 0$), la superficie de falla en el suelo bajo una carga última puede suponerse similar a la mostrada en la (figura N°24). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobre carga equivalente $q = \gamma D_f$, (Donde γ = peso específico del suelo).

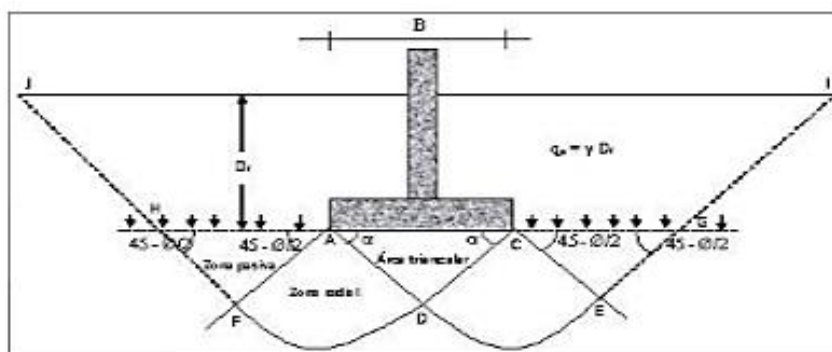


Figura 25: Falla por Capacidad de Carga en un Suelo Bajo una Cimentación Rígida Corrida. (Fuente: Terzagui, 1943).

La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes:

La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.

Las zonas de corte cardiales ADF y CDE, con cuervas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.

Dos zonas pasivas de Rankine triagulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ , con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga (q), la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Caso de Falla General

Para cimentación corrida

$$q_u = cN_c + qN_a + \frac{1}{2}\gamma B N_y \dots\dots\dots(30)$$

Donde:

c: Cohesión del suelo

γ : Peso específico del suelo

q : γD_f

N_c, N_a, N_y : Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga N_c, N_a, N_y , se definen mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = \cot\phi \left\{ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{\pi-\phi}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{2}+\frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right\} - \cot\phi(N_q - 1) \dots\dots\dots(31)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4-\phi}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)} \dots\dots\dots(32)$$

$$N_Y = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{pY}}{\cos^2 \theta} - 1 \right) \tan \theta \dots\dots\dots(33)$$

Donde: K_{pY} = Coeficiente de empuje pasivo

Las variaciones de los factores de capacidad definidos por las ecuaciones (31), (32), (33), se presentan en la tabla 8.

Para cimentación cuadrada

$$q_U = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_Y \dots\dots\dots(34)$$

Para cimentación circular

$$q_U = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_Y \dots\dots\dots(35)$$

Tabla 7

Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aSegún Kumbhojkar (1993)

Fuente: BRAJA M. Gas, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

Caso de Falla Local

Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones (31), (32), (33), de la siguiente manera:

Para cimentación corrida

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \dots\dots\dots(36)$$

Para cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \dots\dots\dots(37)$$

Para cimentación circular

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \dots\dots\dots(38)$$

Donde:

c: Cohesión del suelo

γ : Peso específico del suelo

q: γD_f

N'_c, N'_a, N'_y : Factores de capacidad de carga modificada. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c, N_a, N_y), reemplazando ϕ por

$\phi' = \tan^2 \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$. La variación de N'_c, N'_a, N'_y , con ϕ se presentan en la tabla 9.

Tabla 8

Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi N'_c, N'_a, N'_y .

ϕ	N'_c	N'_a	N'_y	ϕ	N'_c	N'_a	N'_y
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: BRAJA M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modifican para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga.

Modificación de las Ecuaciones de la Capacidad de Carga por Presencia del Nivel Freático

Braja M. Das⁵⁶, sostiene que las ecuaciones anteriores se desarrollaron para determinar capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático esté localizado muy por debajo de la cimentación, sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático. (Ver figura 25).

Caso I

Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D1 \leq Df$, el factor que en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots\dots\dots(39)$$

Donde:

γ_{sat} = Peso Específico Saturado del Suelo

γ_w = Peso Específico del Agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado

por: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Caso II

Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$

$$q = \gamma D_f \dots\dots\dots(40)$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor:

$$\gamma = \gamma' - \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \dots\dots\dots(41)$$

Las anteriores modificaciones, se basan en la hipótesis de que no exista fuerza de filtración en el suelo.

Caso III

Cuando el nivel freático se localiza de manera que el $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

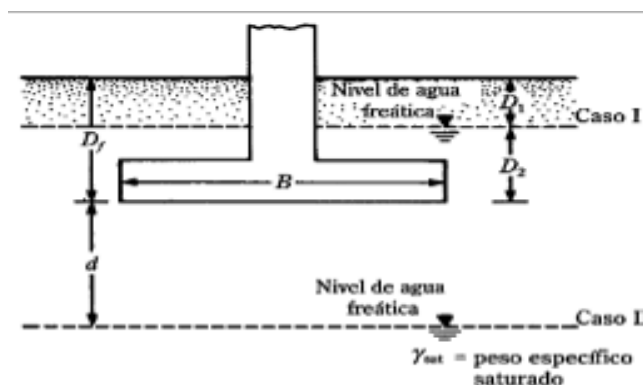


Figura N°26. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas. (Fuente: Braja M. Das, 2001).

Capacidad de Carga Admisible

Braja M. Das⁵⁷, sostiene que el cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere de aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \dots\dots\dots(42)$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de:

$$I_{neto} = \frac{q_u}{FS} \dots\dots\dots(43)$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante:

$$q_{neta(u)} = q_u - q \dots\dots\dots(44)$$

Donde:

$q_{neta(u)}$:Capacidad de Carga Última Neta

$$q = \gamma D_f$$

Entonces:

$$q_{neta(u)} = \frac{q_u}{FS} = q \dots\dots\dots(45)$$

La Ecuación General de la Capacidad de Carga, Teoría de Meyerhof

Braja M. Das, las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas anteriormente, son únicamente para cimentaciones corridas, cuadradas y circulares. Éstas no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ($0 < \frac{B}{L} < 1$). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla denotada como GI y HJ, en la figura 31). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhod (1963), sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \dots\dots\dots(46)$$

Donde:

c : Cohesión del Suelo

q : $D_f\gamma$ (Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación)

γ : Peso Específico del Suelo

B : Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$: Factores de forma

$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$: Factores de profundidad

$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$: Factores por inclinación de la carga

$N_cN_qN_\gamma$: Factores de Capacidad de carga

Factores de la Capacidad de Carga

Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α como se observa en la figura 31, es más cercano a $45 + \phi/2$, que a ϕ , si se acepta esta afirmación, los valores de $N_cN_qN_\gamma$ para un ángulo d fricción del suelo cambiará también al respecto a los proporcionados en la tabla N° 08.

$$N_c = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})e^{\pi \tan \theta} \dots\dots\dots(47)$$

Prandtl (1921), obtuvo la siguiente ecuación:

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi \dots\dots\dots(48)$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación 48 fue derivada originalmente por Prandtl en 1921, y la relación para N_q (ecuación 47) fue presentada por Reissner en 1924.

Capot y Kerisel en 1953 y Vesic en 1973 dieron N_y la relación.

$$N_c = 2(N_q + 1) \tan \phi \dots\dots\dots(49)$$

La tabla 17, muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

Factores de Forma

Beer y Hansen (1970), propusieron las siguientes ecuaciones:

$$F_{cs} = 1 + \frac{BN}{LN_c} \dots\dots\dots(50)$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \dots\dots\dots (51)$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \dots\dots\dots(52)$$

Donde L=Longitud de la cimentación ($L > B$)

Factores de Profundidad

Hansen (1970), propuso las siguientes ecuaciones:

Condición (a): $\frac{D}{E} \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{E} \dots\dots\dots(53)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{E} \dots\dots\dots(54)$$

$$F_{yd} = 1 \dots\dots\dots(55)$$

Condición (b): $\frac{D_f}{E} > 1$

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{E} \right) \dots\dots\dots(56)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{E} \dots \dots \dots (57)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \dots \dots \dots (58)$$

Factores de Inclinación

Meyerhof (1963), Meyerhof y Hanna (1981), propusieron las siguientes ecuaciones:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \dots \dots \dots (59)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{45}\right)^2 \dots \dots \dots (60)$$

Donde β =Inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

El factor $\tan \left(\frac{\beta}{B}\right)$ está en radianes.

Tabla 9

Factores de Capacidad de Carga.

ϕ	N_c	N_q	N_r	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_r	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* Según Vesic (1973)

Fuente: BRAJA M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

Modificación de la Ecuación General de Capacidad por Presencia del Nivel Freático

Braja M. Das, sostiene que cuando el nivel freático esté en o cerca de la cimentación, los factores (q) y (γ) , dados en la ecuación general de capacidad de carga, tendrán que modificarse. El procedimiento para cambiarlos es el mismo al descrito anteriormente para Terzaghi.

Para condiciones de carga no drenadas (concepto $\phi = 0$) en suelos arcillosos, la ecuación general de capacidad de carga de apoyo, toma la forma (carga vertical).

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + q \dots\dots\dots(61)$$

Por tanto, la capacidad de carga última (carga última) es:

$$q_{neta(u)} = q_u - q = cN_cF_{cs}F_{cd} \dots\dots\dots(62)$$

Skempton (1951), propuso una ecuación para la capacidad de carga última neta para suelos arcillosos (condición $\phi = 0$), que es similar a la ecuación (62).

$$q_{neta(u)} = 5c(1 + 0.2)(1 + 0.2^B) \dots\dots\dots(63)$$

2.5.2.16. Teoría de Boussinesq – Isóbaras de tensión (distribución de tensiones en el terreno)

Consideraciones de la Teoría de Boussinesq

El documento de distribución de presiones en el subsuelo, versión online del portal Scribd⁸³, nos indica que la teoría de Boussinesq:

Nos permite calcular las presiones creadas a una profundidad “Z”, producida por una carga dispuesta en la superficie del terreno.

Según esta teoría a una profundidad de 1.50 m la dimensión más pequeña de la superficie de carga (1.5 B), las presiones que se generan son del orden de la 1/10 parte de la presión generada en la superficie.

En consecuencia teóricamente los terrenos deberán investigarse hasta esa profundidad, sin embargo, cuando el terreno es de buena calidad o roca, la profundidad es menor.

Boussinesq (1885), desarrolló las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual concentrada en la superficie.

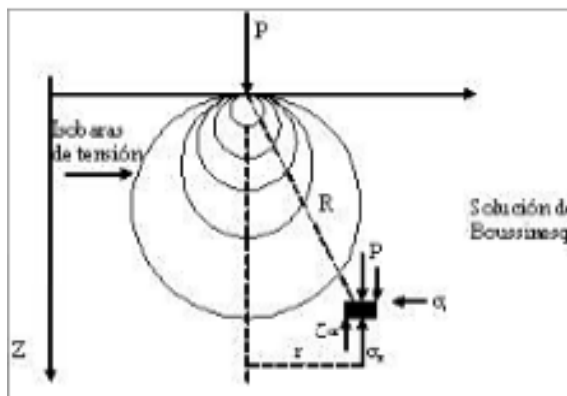


Figura 27: Distribución de presiones por una carga puntual “P”. (Fuente: Boussinesq, 1885).

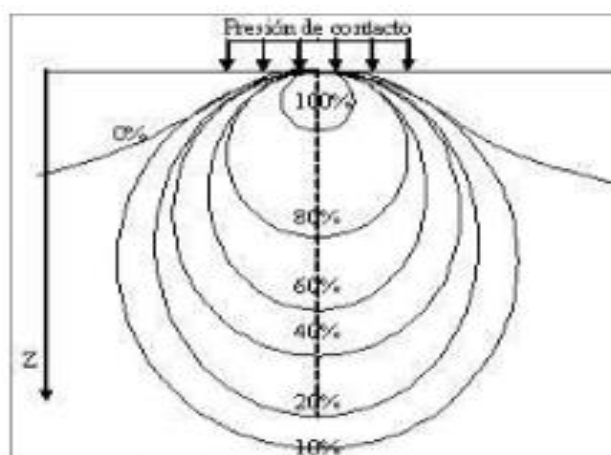


Figura 28: Distribución de presiones por una carga distribuida. (Fuente: Boussinesq, 1885).

Esfuerzo vertical

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi Z^2} + \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{Z}{r}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \dots\dots\dots (64)$$

Determinación de la Distribución de Esfuerzos en el Terreno (Uso de Ábacos).

El documento de distribución de presiones en el subsuelo, versión online del portal Scribd⁸⁴, nos enseña que para poder calcular los asentamientos debido a las cargas de

cimentaciones (con su presión de contacto), es necesario estudiar la intensidad de las tensiones verticales sin tomar en cuenta las tensiones cortantes y tensiones horizontales.

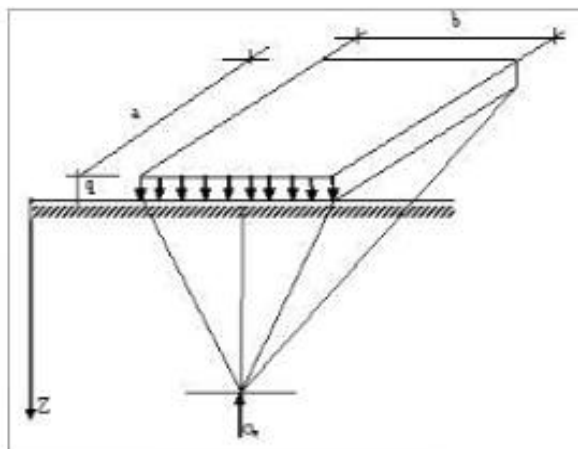


Figura 29. Esfuerzo vertical a la profundidad “Z”.

(Fuente: Taylor, 1954).

La ecuación simplificada se expresa como:

$$\sigma_z = qxl \dots\dots\dots(65)$$

Donde:

q : Presión contacto

I : Índice de influencia (Factor de influencia). $I : f(m,n)$

a : Longitud ; b : ancho

$$m = \frac{b}{z} * n = \frac{a}{z} \dots\dots\dots(66)$$

Zapatas Rectangulares Uniformemente Cargadas.

El documento de distribución de presiones en el subsuelo, versión online del portal Scribd⁸⁵, nos enseña que se consideran zapatas rectangulares cuando tiene dos dimensiones en planta de longitud (a) y ancho (b), la misma que soporta una carga uniformemente distribuida ($q=\text{Kg/cm}^2$). Consideremos cuatro casos:

Tensión vertical σ_z bajo el punto “A” en el vértice a la profundidad “Z”.

$$\sigma_z = qx l \dots\dots\dots(67)$$

Se determinará las relaciones: $m = \frac{b}{z}$ y $n = \frac{a}{z}$

I : Valor de Influencia que se determinará de la tabla 17

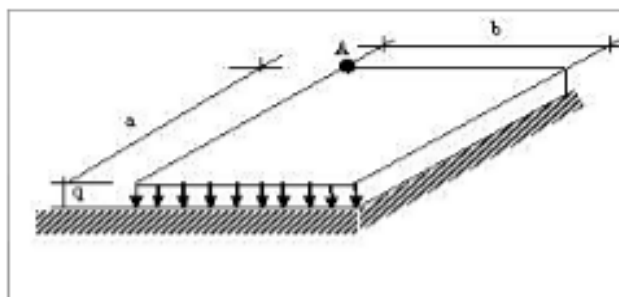


Figura 30: Esfuerzo vertical en el vértice “A” a la profundidad “Z”.

(Fuente: Taylor, 1954).

Tensión vertical σ_z bajo el centro “A”, de una zapata a la profundidad “Z”, a y b representan las mitades de la zapata, se calcula el efecto producido por los cuatro cuartos de la placa.

$$\sigma_z = qx4I \dots\dots\dots(68)$$

Para determinar el esfuerzo se analiza según el primer caso, en otras palabras se tendrá cuatro rectángulos de longitud (a) y ancho (b).

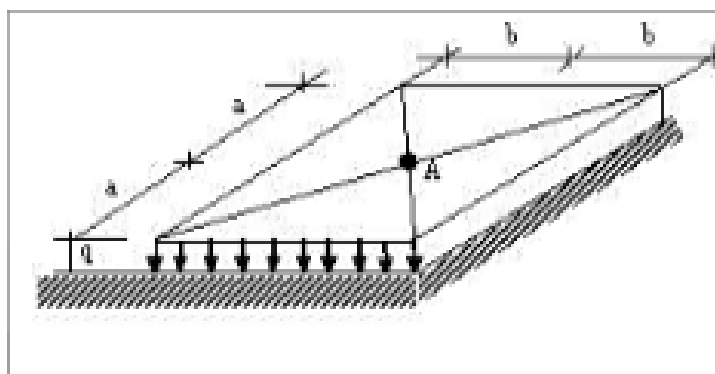


Figura 31: Esfuerzo vertical en el centro “A” en la profundidad “Z”.

(Fuente: Taylor, 1954).

Tensión vertical σ_z bajo un punto cualquiera dentro de la zona de la placa a la profundidad “Z”.

$$\sigma_z = qx(I_I + I_{II} + I_{III} + I_{IV}) \dots\dots\dots(69)$$

En este caso deben sumarse los efectos producidos por las cuatro placas parciales: (I+II+III+IV), se determinará de cada rectángulo:

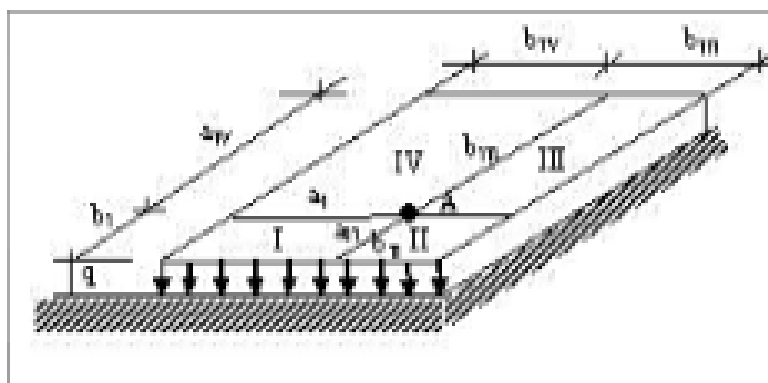


Figura 32: Esfuerzo vertical en cualquier punto de la zapata en la Profundidad “Z”. (Fuente: Taylor, 1954).

Tabla 10

Variación del factor de influencia, $f = (m, n, z)$ y $(m=b/z; n=a/z)$, (Newmark 1935).

m	n											
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.20	1.40
0.10	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03097
0.20	0.009170	0.01790	0.02585	0.03280	0.03895	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.30	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.79380	0.08323	0.08561
0.40	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.50	0.01978	0.03895	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.60	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.70	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11579	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199
0.80	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389
0.90	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.00	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.20	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278
1.40	0.03097	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.60	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.80	0.030900	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17957	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836
2.00	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.50	0.03128	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22354
3.00	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17130	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.00	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18459	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.00	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632
6.00	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.00	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.00	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06262	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

m	n										
	1.60	1.80	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	6.00	8.00	10.00	--
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.61990	0.06201	0.06202	0.06202	
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.90140	0.09017	0.09902	0.09019	
0.4	0.11135	0.11260	0.11134	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	
0.6	0.15028	0.15207	0.15236	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	
0.8	0.17739	0.17957	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	
1	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	
2	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	
2.5	0.22940	0.23340	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	
3	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	
4	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	
5	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	
6	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	
8	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24546	0.24836	0.24907	0.24939	0.24954	0.24973	
10	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	
---	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

Fuente: BRAJA M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

2.5.3. Marco conceptual

Para obtener una interpretación uniforme presento un vocabulario en el que figuran términos que pueden tener varias acepciones en el lenguaje común, con el fin de que sean entendidos de acuerdo con la definición que se expone.

Capacidad Portante: Es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata.

Suelo: Es el producto del desgaste o desintegración de las rocas de la corteza terrestre, debido a los agentes atmosféricos y a los diferentes procesos físico - químicos en la naturaleza.

Suelos Colapsables: Suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

Suelos Expansivos: Suelos que al ser humedecidos sufren una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

Cimentación: Es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno.

Cimentación Continua: Cimentación superficial en la que el largo (L) es igual o mayor que diez veces el ancho (B).

Cimentación Superficial: Aquella en la cual la relación profundidad/ancho (D_f/B) es menor o igual a 5, siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Estrato Típico: Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.

Cimentación: Es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno.

Cimentación Continua: Cimentación superficial en la que el largo (L) es igual o mayor que diez veces el ancho (B).

Cimentación Superficial: Aquella en la cual la relación profundidad/ancho (D_f/B) es menor o igual a 5, siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Estrato Típico: Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.

Estudio de Mecánica de Suelos: Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación.

Nivel Freático: Nivel superior del agua subterráneo en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.

Presión Admisible: Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado.

Profundidad Activa: Zona del suelo ubicada entre el nivel de cimentación y la isóbara (línea de igual presión) correspondiente al 10% de la presión aplicada a la cimentación.

Profundidad de Cimentación: Profundidad a la que se encuentra el plano o desplante de la cimentación de una estructura. Plano a través del cual se aplica la carga, referido al nivel del terreno de la obra terminada.

Asentamiento Elástico o Inmediato: Ocurre durante la aplicación de la carga como resultado de la deformación elástica del suelo sin cambio alguno en el contenido de agua.

Asentamiento por Consolidación: Ocurre como resultado de la reducción del volumen del suelo causada por la extracción de una parte del agua de los poros del suelo.

Muestreo.- Técnica para la selección de una muestra a partir de una población.

Muestreo Aleatorio Estratificado: Consiste en la división previa de la población de estudio en grupos o clases que se suponen homogéneos respecto a características a estudiar.

2.5.4. Marco histórico

Era tanto la poca importancia que se le daba al suelo, que para una de las artes más antiguas de la actividad humana como es la construcción de fundaciones (nace con la necesidad de construir del ser humano al dejar de ser nómada, hace 12000 años aproximadamente), siempre fueron unos de los tópicos más abandonados de la tecnología de la construcción y de la arquitectura. Es así que para la construcción de las fundaciones realizadas por las antiguas culturas, dependían del espacio y del material disponible y no de las cargas y la capacidad portante del suelo. Esto es evidenciado en culturas como Mesopotamia donde las fundaciones se realizaban en Suelos blandos de aluvión con la utilización de ladrillos cerámicos apoyados sobre esteras de cañas; Egipto: Construcciones religiosas monumentales, Bloques de roca apoyados directamente sobre arenisca; La Biblia: En el antiguo testamento figura una recomendación sobre la fundación de estructuras, Fundar en roca en lugar de arena. Y Antigua Grecia: Viviendas livianas (madera) y templos religiosos de piedra fundados sobre colchones de roca.

Ya con el transcurso del tiempo las culturas fueron ganando experiencia y se fue dando más importancia al suelo, dando espacio al desarrollo de técnicas de construcción como lo hizo la antigua Roma, debido a la expansión del imperio necesito desarrollar la ingeniería civil y debido a esto aparece el cemento pozoalánico, la estabilización de suelos y las primeras reglas y principios escritos referidos a la arquitectura y la construcción.

Aunque en la edad media en los periodos Prerománico y Románico las fundaciones eran hechas al Colocar escombros mezclados con mortero pobre o arcilla dentro de excavaciones con las dimensiones de la edificación, todavía reinaba el espacio y los materiales disponibles sin consideraciones de la capacidad del suelo. En el Período Gótico, de comienzos del Siglo XII a las primeras décadas del Siglo XVI las Fundaciones son más adecuadas, morteros de mejor calidad y bloques de roca mejor cortadas (más regulares), selección del lugar de instalación y cierto reconocimiento de las condiciones del subsuelo.¹ Pero punto de inflexión en la Ingeniería de Fundaciones se dio en el período Neoclásico (S XVIII al S XX). Los avances tecnológicos y la aplicación de nuevos materiales (morteros hidráulicos, acero, etc.) se conectaron a la práctica de la construcción. Nuevas localizaciones de construcciones por crecimiento de ciudades (avance sobre terrenos bajos de baja capacidad portante)² . En la actualidad el suelo es la parte fundamental de una cimentación, por lo cual se ha visto la necesidad de profundizar investigaciones en este campo, llegando así a encontrar formas de cálculos para hallar dos factores fundamentales a la hora del diseño de cimientos, como los son la capacidad de carga y asentamientos del suelo. Para la capacidad de carga en la actualidad existen teorías muy utilizadas como son la teoría de Terzaghi, Skempton y Meyerhof, de las cuales se derivan las ecuaciones de Hansen y Vesic, y para el cálculo de asentamientos inmediatos se basa en métodos empíricos tales como correlaciones directas entre resultados de campo y el asentamiento, ensayos de resistencia a la penetración SPT o CPT y método de Schmertman.³

2.6. Hipótesis a demostrar

Con la determinación de la Capacidad Portante de los suelos, de la localidad desde Chazuta nos permitirá diseñar una cimentación adecuada para la construcción de edificaciones seguras.

APÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales

En el trabajo que venimos realizando, se ha utilizado lo siguiente:

3.1.1. Recursos humanos

Para el trabajo de investigación que se está ejecutando, contamos con la participación y colaboración del personal que se detalla a continuación:

El Asesor: Es el docente que ha sido escogido por los bachilleres, para orientar y coordinar el desarrollo del trabajo de investigación, con la metodología de investigación adecuada, para así llegar a las metas trazadas.

Los Tesistas: Son los encargados de conducir el proceso de ejecución del trabajo de investigación, utilizando los métodos apropiados que se dan en el desarrollo, coordinando siempre con el asesor, el personal del laboratorio.

El Técnico de Laboratorio: Es el profesional capacitado, quien realiza las pruebas de los materiales a utilizar, para así realizar los ensayos más precisos, para que el trabajo de investigación, se desarrolle de lo mejor, además está en coordinación con el tesista para el desarrollo de los siguientes ensayos de laboratorio:

Contenido de Humedad, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite Líquido y Límite, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Específico del Sólido, Gravedad Específica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo

Jefe de Laboratorio: Es el personal que es responsable del laboratorio de ensayos de suelos, quien interviene en todo el desarrollo de pruebas y los resultados finales, certificando así los ensayos realizados en el laboratorio por el tesista.

3.1.2. Recursos materiales

Material bibliográfico: Los diferentes libros de referente al tema que se complementando en el marco teórico.

Material de escritorio: Son los que se utilizó para trabajo de gabinete entre ellos: cartuchos de tinta para impresora, CD's, papel A4, lapiceros, colores, engrampador, resaltador.

3.1.3. Recursos de equipos

3.1.3.1. Determinación del contenido de humedad. ASTM D2216

Equipos:

Recipiente para humedad (aluminio o lata)

Horno eléctrico (estufa) con control de temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$

Balanza de precisión.



3.1.3.2. Análisis granulométrico por tamizado. ASTM D422

Equipos:

Juego de tamices normalizados según lo estipulado en tabla anterior.

Balanzas (2): que tengan la capacidad superior a 20 kg. y 2000 gr., para el correcto ensayo, y con precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

Horno de secado, que tenga circulación de aire y por supuesto temperatura regulable, que tenga la capacidad de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios como: bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.



3.1.3.3. Determinación del límite líquido. ASTM D4318

Equipos:

Aparato del Límite Líquido (Copa de Casagrande), el que consiste en una taza (cuchara) de bronce con una masa de 200 ± 20 gr. montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de caucho, madera o plástico duro.

Acanalador (Casagrande o ASTM), mango de calibre de 1cm. para verificar altura de caída de la cuchara o copa.

Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.

Espátula hoja flexible de 20mm. de ancho y 70mm. de largo.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Balanza de precisión de 0,01gr.

Herramientas y accesorios. Placas de vidrio, agua destilada, recipientes herméticos, malla N° 40 ASTM y probeta de 25ml de capacidad.



3.1.3.4. Determinación del límite plástico. ASTM D4318

Equipo:

Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.

Espátula hoja flexible 20mm. de ancho y 70mm. de largo.

Placa de vidrio esmerilado o mármol como superficie de amasado.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Patrón de comparación, puede usarse un alambre ó plástico de 3mm. de diámetro.

Balanza de precisión de 0,01gr.

Probeta de 25mm. de capacidad.

Herramientas y accesorios. Malla N°40 ASTM, agua destilada y recipientes herméticos.

3.1.3.5. Determinación de la densidad in situ (peso volumétrico de un suelo)

Equipo:

Aparato cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12.7 mm. de abertura, con un extremo terminado en embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 3785cm^3 (1 galón). de capacidad. El aparato deberá llevar una placa base, con un orificio central de igual diámetro al del embudo.

Arena estandarizada, la cual deberá ser lavada y secada en horno hasta masa constante. Generalmente se utiliza arena de Ottawa, que corresponde a un material que pasa por la malla N° 20 ASTM (0,85 mm.) y queda retenida en la malla N° 30 ASTM (0,60mm.)

Dos balanzas, de capacidad superior a 10kg. y 1000gr, con precisión de 1gr. y de 0,01gr. Respectivamente.

Equipo de secado, podrá ser un hornillo o estufa de terreno.

Molde patrón de compactación de 6" de diámetro. y 944cc. De capacidad.

Herramientas y accesorios. Recipientes herméticos con tapa, martillo, cincel, tamices, espátula, brocha y regla metálica.



3.1.3.6. Determinación del peso específico relativo de los sólidos

Equipo:

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada.

Frasco volumétrico de 250 ó 500 ml.

Bomba de vacíos o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para mortear.

Balanza de precisión 0.1 gr.

Termómetro.

Desecador.- con un diámetro Aprox. De 200 mm.

Horno.- Capas de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$

Opcional: Recipiente de agua helada y mezclador mecánico de refrescos.

Con anterioridad a la práctica (1día antes), se debe recolectar y desaيرear una cantidad suficiente de agua común o destilada, cerca de 1000 ml cada grupo, utilizar agua común, agua caliente, y/o agua helada para efectuar una estabilización en la temperatura del agua.

3.1.3.7. Corte directo. ASTM D3080

EQUIPO:

Aparato de corte

Caja de corte

Aditamentos de carga



3.2. Metodología

3.2.1. Universo, Muestra, Población

Universo.

El universo está formado por los suelo de la localidad de Chazuta del Distrito de Chazuta, Provincia de Chazuta, Región San Martín.

Muestra.

La muestra corresponde a los suelos de la localidad de Chazuta del Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región San Martín.

Ámbito Geográfico.

La presente Investigación se realizará en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín, República del Perú.

3.2.2. Sistemas variables

Variable Independiente.

Ubicación de puntos y profundidad de toma de muestras de suelos.

Variable dependiente.

Valor de la Capacidad portante del suelo y zonificación de la capacidad portante del suelo de la localidad de Chazuta.

Variables Intervinientes

Factores de afectación al cálculo de la capacidad portante.

3.2.3. Diseño experimental de la investigación

3.2.3.1. Tipo de investigación

La investigación a realizar se define como descriptivo- Aplicada, puesto que la observación se hace en circunstancias de tomar en cuenta las muestras de suelo para la capacidad portante del suelo.

3.2.3.2. Diseño de investigación

El diseño fue no experimental de tipo transeccional, y lo que se hace en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural como: geológicos, hidrológicos e hidráulicos y geológicos-climáticos, para después analizarlos. Los diseños transeccionales tienen la ventaja de que se basan en la observación de objetos de investigación tal como existe en la realidad, sin intervenir en ellos ni manipularlos

(Sierra, 1993). Según el carácter de la medida el enfoque del estudio es mixto, se analizaron variables cuantitativas y cualitativas.

3.2.3.3. Instrumentos bibliográficos

Respecto al material bibliográfico, se recopiló información existente en los textos especializados, todo lo que concierne a la obtención de la capacidad portante de los suelos.

Seguidamente se prosiguió a revisar los importantes conceptos sobre los ensayos de laboratorio a realizar estos son:

Contenido de Humedad, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite Líquido y Límite Plástico, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Específico del Sólido, Gravedad Específica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo.

3.2.3.4. De lo relacionado normas

ENSAYOS ESTANDAR

NORMA USADA

Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
Límite Líquido y Límite Plástico	ASTMD4318
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
Peso Específico del Sólido	ASTM D854
Gravedad Específica de los Sólidos	ASTM D856
Densidad De Campo (Método De Cono De Arena)	ASTM D1556

ENSAYOS ESPECIALES

NORMA USADA

Corte Directo	ASTM D3080
---------------	------------

3.2.4. Procesamiento de información

3.2.4.1. Exploración de suelos

3.2.4.2. Reconocimiento de campo

El desarrollo de los trabajos fueron realizados por los tesisistas y el personal de apoyo de la Universidad Nacional de San Martín, quienes apoyaron en la identificación de los lugares y zonas a excavar, en los cuales se prosiguió con las excavaciones, con la finalidad de determinar el perfil estatigráfico del suelo en el área de estudio, con lo que se realizó 40 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente en toda la localidad.

3.2.4.2.1. Excavaciones a cielo abierto (calicatas)

Con la finalidad de determinar las Propiedades Índice, el perfil estratigráfico, el esfuerzo admisible por zonas de acuerdo a las características de los suelos, se han realizado 40 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente en el área de estudio.

Muestreo disturbado.- Se han recuperado muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelo encontrados durante las excavaciones, en cantidad suficiente o representativa (6 kg.), para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Muestreo inalterado.- Se han recuperado muestras inalteradas de las calicatas a una profundidad promedio de 3 metros y acondicionadas para el traslado al laboratorio.

Registro de excavaciones.- Paralelamente se realizó el registro de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelo encontrado, tales como buzamiento, humedad, plasticidad, peso volumétrico, etc.

3.2.4.2.2. Espaciamiento y características de las calicatas

El espaciamiento de las calicatas y las características de cada una de ellas varían de acuerdo a la topografía y ubicación de las zonas más pobladas.

Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D420, la cual es aplicable a todos los Estudios De Mecánica De Suelos (EMS).

Los autores y estudios indican que para estudios como el muestreo, a fin de lograr una buena precisión del perfil estratigráfico del suelo, se deben tomar muestras a distancias entre los 40 m y 100 m, pero en realidad para lograr perfiles estratigráficos que sean más reales, se deben tomar muestras en distancia más cortas, por lo que se ha realizado las excavaciones de 40 calicatas a cielo abierto a una profundidad no menor de 3.00; las cuales están propensas a cambios de acuerdo a los diferentes factores como es el nivel freático.

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), nos ha permitido examinar en su estado natural las características de los tipos de suelos, que constituyen cada estrato de la zona en estudio, haciendo una descripción completa de los mismos, clasificando los suelos en forma precisa por su textura. Las técnicas de muestreo se han realizado según Norma ASTM 420.

Las muestras llevadas al laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín, fueron las más representativas y en cantidades reglamentarias para cada tipo de material, escogidos luego del cuarteo respectivo.

Para el transporte de las muestras extraídas, se han utilizado bolsas plásticas y recipientes cerrados herméticamente, a los cuales, para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

Nombre del proyecto.

Ubicación de calicata.

Fecha de excavación.

Número de calicata.

Número de estrato.

Tipo de muestra.

Profundidad de la muestra.

Responsable.

Perfil estratigráfico

3.2.4.2.3. Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Las muestras extraídas en los puntos de investigación y/o muestreo de la fase de investigación de campo, se determinaron sus propiedades físicas y mecánicas mediante la ejecución de los ensayos estándar y especiales que se indican a continuación:

ENSAYOS ESTANDAR	NORMA USADA
Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
Analisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
Limite Liquido y Limite Plastico	ASTMD4318
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
Peso Específico del Solido	ASTM D854
Gravedad Específica de los Solidos	ASTM D856
Densidad De Campo (Método De Cono De Arena)	ASTM D1556

ENSAYOS ESPECIALES	NORMA USADA
Corte Directo	ASTM D3080

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Ubicación de las calicatas en la localidad de Chazuta para aplicar el EMS (Estudio de mecánica de suelos).

Las calicatas están ubicadas en las intersecciones de las calles en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. A continuación se adjunta cuadro conteniendo dicha información.

Cuadro 1

Ubicación de las calicatas.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE
C-01	JR. BOLIVAR - JR. CABO A. LEVEAU
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES
C-04	JR. BOLIVAR- PASAJE BOLIVAR
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES
C-08	JR. BOLOGNESI - JR. ALFONSO UGARTE
C-09	JR. MIGUEL GRAU - PASAJE 11 DE DICIEMBRE
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU
C-11	JR. MIGUEL GRAU - AV. CHAZUTA
C-12	JR. MIGUEL GRAU - JR. SARGENTO LORES
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE
C-14	JR. SAN MARTIN - JR. CABO A. LEVEAU
C-15	JR. SAN MARTIN - AV. CHAZUTA
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU
C-18	JR. LORETO - AV. CHAZUTA
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES
C-23	JR. ALFONSO UGARTE - CALLE 1
C-24	JR. CHORRILLOS - AV. CHAZUTA
C-25	JR. CHORRILLOS - JR. SARGENTO LORES
C-26	JR. CHORRILLOS - JR. ALFONSO UGARTE
C-27	JR. AEROPUERTO - AV. CHAZUTA
C-28	JR. AEROPUERTO - JR. AVIACION
C-29	JR. ANGAMOS - JR. AVIACION
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES
C-31	JR. ANGAMOS - JR. ALFONSO UGARTE
C-32	JR. JOSE RIOS SINTI - AV. CHAZUTA
C-33	JR. MICAELA BASTIDAS - AV. CHAZUTA
C-34	JR. MICAELA BASTIDAS - JR. AVIACION
C-35	JR. MICAELA BASTIDAS - JR. ALFONSO UGARTE
C-36	JR. HUALLAGA - JR. SARGENTO LORES
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE
C-38	JR. PASIQUIHUI - AV. CHAZUTA
C-39	JR. PASIQUIHUI - JR. SARGENTO LORES
C-40	JR. PASIQUIHUI - JR. ALFONSO UGARTE

Fuente: Elaboración Propia

4.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS)

4.2.1. Contenido de humedad del suelo en la localidad de Chazuta, distrito de Chazuta, provincia de San Martín, Región De San Martín.

Cuadro 2

Contenido de humedad natural.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	HUMEDAD NATURAL %
C-01	JR. BOLIVAR - JR. CABO A. LEVEAU	11.17
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	9.76
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	6.00
C-04	JR. BOLIVAR- PASAJE BOLIVAR	6.12
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	15.44
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	9.82
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	14.02
C-08	JR. BOLOGNESI - JR. ALFONSO UGARTE	6.58
C-09	JR. MIGUEL GRAU - PASAJE 11 DE DICIEMBRE	10.13
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	10.14
C-11	JR. MIGUEL GRAU - AV. CHAZUTA	14.88
C-12	JR. MIGUEL GRAU - JR. SARGENTO LORES	6.59
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	19.35
C-14	JR. SAN MARTIN - JR. CABO A. LEVEAU	15.81
C-15	JR. SAN MARTIN - AV. CHAZUTA	14.68
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	11.50
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	18.17
C-18	JR. LORETO - AV. CHAZUTA	22.93
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	15.93
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	13.64
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	18.45
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	27.49
C-23	JR. ALFONSO UGARTE - CALLE 1	28.07
C-24	JR. CHORRILLOS - AV. CHAZUTA	9.72
C-25	JR. CHORRILLOS - JR. SARGENTO LORES	9.82
C-26	JR. CHORRILLOS - JR. ALFONSO UGARTE	39.06
C-27	JR. AEROPUERTO - AV. CHAZUTA	11.01
C-28	JR. AEROPUERTO - JR. AVIACION	10.66
C-29	JR. ANGAMOS - JR. AVIACION	10.71
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	13.48
C-31	JR. ANGAMOS - JR. ALFONSO UGARTE	29.79
C-32	JR. JOSE RIOS SINTI - AV. CHAZUTA	9.28
C-33	JR. MICHAELA BASTIDAS - AV. CHAZUTA	9.26
C-34	JR. MICHAELA BASTIDAS - JR. AVIACION	10.12
C-35	JR. MICHAELA BASTIDAS - JR. ALFONSO UGARTE	16.98
C-36	JR. HUALLAGA - JR. SARGENTO LORES	17.05
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	16.55
C-38	JR. PASIQUIHUI - AV. CHAZUTA	9.92
C-39	JR. PASIQUIHUI - JR. SARGENTO LORES	10.79
C-40	JR. PASIQUIHUI - JR. ALFONSO UGARTE	10.85

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Análisis granulométrico en la localidad de Chazuta, distrito de Chazuta, provincia de San Martín, Región De San Martín.

A continuación se presenta la granulometría para luego poder determinar el tipo de suelo.

Cuadro 3

Análisis granulométrico.

CAUCATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	GRANULOMETRIA			
		MALLA #4	MALLA #10	MALLA #40	MALLA #200
C-01	JR. BOLIVAR - JR. CABO A. LEVEAU	99.90%	99.19%	92.15%	31.40%
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	100.00%	99.84%	88.89%	40.57%
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	100.00%	99.89%	98.80%	72.84%
C-04	JR. BOLIVAR - PASAJE BOLIVAR	100.00%	99.88%	98.81%	72.45%
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	99.92%	99.18%	92.25%	31.93%
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	87.28%	81.67%	73.63%	33.85%
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	99.81%	99.03%	92.24%	51.51%
C-08	JR. BOLOGNESI - JR. ALFONSO UGARTE	100.00%	99.89%	98.79%	71.49%
C-09	JR. MIGUEL GRAU - PASAJE 11 DE DICIEMBRE	99.27%	98.49%	86.45%	15.30%
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	98.97%	98.03%	85.64%	15.46%
C-11	JR. MIGUEL GRAU - AV. CHAZUTA	100.00%	100.00%	98.60%	47.28%
C-12	JR. MIGUEL GRAU - JR. SARGENTO LORES	100.00%	99.91%	98.87%	71.81%
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	100.00%	99.94%	99.01%	93.92%
C-14	JR. SAN MARTIN - JR. CABO A. LEVEAU	99.46%	98.97%	96.09%	63.32%
C-15	JR. SAN MARTIN - AV. CHAZUTA	100.00%	100.00%	98.65%	45.09%
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	96.96%	95.10%	86.73%	59.85%
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	99.93%	99.73%	98.27%	66.28%
C-18	JR. LORETO - AV. CHAZUTA	100.00%	99.93%	99.05%	83.40%
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	100.00%	99.97%	98.61%	40.63%
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	97.81%	96.54%	90.23%	50.30%
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	99.86%	96.00%	93.82%	69.33%
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	100.00%	100.00%	99.81%	92.49%
C-23	JR. ALFONSO UGARTE - CALLE 1	100.00%	100.00%	99.74%	89.07%
C-24	JR. CHORRILLOS - AV. CHAZUTA	99.69%	99.45%	98.37%	53.99%
C-25	JR. CHORRILLOS - JR. SARGENTO LORES	99.66%	99.41%	98.33%	53.92%
C-26	JR. CHORRILLOS - JR. ALFONSO UGARTE	99.66%	99.44%	96.37%	82.83%
C-27	JR. AEROPUERTO - AV. CHAZUTA	99.82%	99.06%	92.29%	51.42%
C-28	JR. AEROPUERTO - JR. AVIACION	99.89%	98.98%	92.03%	51.55%
C-29	JR. ANGAMOS - JR. AVIACION	99.87%	98.98%	92.00%	51.66%
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	100.00%	99.85%	99.16%	76.15%
C-31	JR. ANGAMOS - JR. ALFONSO UGARTE	100.00%	100.00%	99.67%	89.85%
C-32	JR. JOSE RIOS SINTI - AV. CHAZUTA	98.82%	98.05%	86.31%	16.41%
C-33	JR. MICAELA BASTIDAS - AV. CHAZUTA	98.87%	98.05%	86.13%	15.14%
C-34	JR. MICAELA BASTIDAS - JR. AVIACION	98.96%	98.06%	86.07%	15.85%
C-35	JR. MICAELA BASTIDAS - JR. ALFONSO UGARTE	100.00%	99.52%	97.06%	70.20%
C-36	JR. HUALLAGA - JR. SARGENTO LORES	100.00%	99.58%	96.98%	69.82%
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	100.00%	99.78%	97.59%	70.15%
C-38	JR. PASQUIHUI - AV. CHAZUTA	98.89%	89.03%	85.95%	14.75%
C-39	JR. PASQUIHUI - JR. SARGENTO LORES	100.00%	99.59%	98.75%	67.46%
C-40	JR. PASQUIHUI - JR. ALFONSO UGARTE	100.00%	99.75%	93.83%	50.25%

FUENTE: Elaboración propia

4.2.3. Resultados de los límites de consistencia.

A continuación se muestran los límites de consistencia de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín.

Cuadro 4

Límites de consistencia.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	PROPIEDADES INDICES		
		L.L %	L.P. %	IP %
C-01	JR. BOLIVAR - JR. CABO A. LEVEAU	20.75	14.43	6.32
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	28.01	19.23	8.78
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	30.23	16.21	14.02
C-04	JR. BOLIVAR- PASAJE BOLIVAR	30.21	16.18	14.03
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	20.79	14.38	6.41
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	23.94	15.39	8.55
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	21.65	15.83	5.82
C-08	JR. BOLOGNESI - JR. ALFONSO UGARTE	30.21	16.18	14.03
C-09	JR. MIGUEL GRAU - PASAJE 11 DE DICIEMBRE	NP	NP	NP
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	NP	NP	NP
C-11	JR. MIGUEL GRAU - AV. CHAZUTA	23.47	17.16	6.31
C-12	JR. MIGUEL GRAU - JR. SARGENTO LORES	30.25	16.21	14.04
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	42.92	22.53	20.39
C-14	JR. SAN MARTIN - JR. CABO A. LEVEAU	23.99	15.54	8.45
C-15	JR. SAN MARTIN - AV. CHAZUTA	23.52	17.17	6.35
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	28.76	15.84	12.92
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	23.20	15.33	7.87
C-18	JR. LORETO - AV. CHAZUTA	30.67	17.92	12.75
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	21.74	15.46	6.28
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	25.06	15.25	9.81
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	27.47	15.50	11.97
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	54.25	24.00	30.25
C-23	JR. ALFONSO UGARTE - CALLE 1	53.14	23.55	29.59
C-24	JR. CHORRILLOS - AV. CHAZUTA	23.04	18.01	5.03
C-25	JR. CHORRILLOS - JR. SARGENTO LORES	23.01	17.99	5.02
C-26	JR. CHORRILLOS - JR. ALFONSO UGARTE	53.96	22.93	31.03
C-27	JR. AEROPUERTO - AV. CHAZUTA	21.61	15.81	5.80
C-28	JR. AEROPUERTO - JR. AVIACION	21.64	15.80	5.84
C-29	JR. ANGAMOS - JR. AVIACION	21.66	15.82	5.84
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	33.90	18.20	14.02
C-31	JR. ANGAMOS - JR. ALFONSO UGARTE	53.75	24.67	29.08
C-32	JR. JOSE RIOS SINTI - AV. CHAZUTA	NP	NP	NP
C-33	JR. MICHAELA BASTIDAS - AV. CHAZUTA	NP	NP	NP
C-34	JR. MICHAELA BASTIDAS - JR. AVIACION	NP	NP	NP
C-35	JR. MICHAELA BASTIDAS - JR. ALFONSO UGARTE	27.51	15.56	11.95
C-36	JR. HUALLAGA - JR. SARGENTO LORES	27.44	15.50	11.94
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	27.48	15.56	11.92
C-38	JR. PASIQUIHUI - AV. CHAZUTA	NP	NP	NP
C-39	JR. PASIQUIHUI - JR. SARGENTO LORES	24.56	16.50	7.87
C-40	JR. PASIQUIHUI - JR. ALFONSO UGARTE	23.98	15.53	8.45

FUENTE: Elaboración propia

4.2.4. Resultados del ensayo densidad in situ:

Para hacerlo se determinaron en su totalidad 17 calicatas.

Cuadro 5

Densidad In Situ (densidad de campo).

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	Densidad de Campo	
		gh gr/cm ³	gs gr/cm ³
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	1.71	1.56
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	1.80	1.70
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	1.79	1.55
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	1.78	1.62
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	1.72	1.51
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	1.90	1.73
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	1.80	1.51
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	1.79	1.61
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	1.80	1.52
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	1.79	1.54
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	1.79	1.58
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	1.81	1.53
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	1.83	1.44
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	1.79	1.58
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	1.80	1.54

FUENTE: Elaboración propia

4.2.5. Ensayo de corte directo: ángulo de fricción y cohesión.

Cuadro 6

Ensayo de Corte Directo.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	CORTE DIRECTO			
		g nat ₁ (gr/cm ³)	g nat ₂ (gr/cm ³)	ANG .FRICCION Æ	COHESION Kg/cm ²
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	1.71	1.71	23.00	0.15
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	1.80	1.80	19.00	0.15
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	1.79	1.79	25.00	0.12
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	1.70	1.70	25.00	0.13
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	1.72	1.72	20.00	0.14
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	1.90	1.90	30.00	0.00
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	1.80	1.80	16.00	0.21
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	1.79	1.79	18.00	0.17
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	1.80	1.80	19.00	0.19
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	1.79	1.79	25.00	0.15
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	1.79	1.79	19.00	0.16
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	1.81	1.81	19.00	0.17
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	1.83	1.83	7.00	0.32
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	1.79	1.79	17.00	0.16
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	1.80	1.80	17.00	0.15

FUENTE: Elaboración propia

4.3. Registro de excavación del suelo en estudio.

El registro de excavación de los suelos en estudio se detalla en el Anexo N° 2, el perfil estratigráfico indica los cambios en las capas de suelo encontrados en el lugar de estudio.

4.4. Cálculo de la capacidad portante del suelo de la localidad de Chazuta.

Se va a determinar de las 17 calicatas donde obtuvimos su densidad de campo, ángulo de fricción y cohesión.

Calicata N° 02

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$\text{Angulo de fricción} : \phi = 23^\circ$$

$$\text{Cohesión} : C = 0.15 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural} : \gamma = 1.71 \frac{gr}{cm^3} = 0.00171 \frac{kg}{m^3}$$

$$\text{Profundidad de cimentación} : D_f = 1.50 \text{ m}$$

Factores de carga :

$$N'_C = 13.51$$

$$N'_q = 4.82$$

$$N'_\gamma = 1.74$$

$$\text{Ancho de la Cimentación} : B = 1.00 \text{ m}$$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.15 \frac{kg}{cm^2} \right) (13.51) + \left(0.00171 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(4.82) + (0.4) \left(0.00171 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(1.74)$$

$$q_u = 1.757 + 1.236 \frac{kg}{cm^2} + 0.119 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 3.112 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 1.037 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 3

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

Angulo de fricción : $\phi = 19^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.15 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.80 \frac{gr}{cm^3} = 0.00180 \frac{kg}{m^3}$$

$$\text{Profundidad de cimentación : } D_f = 1.50 \text{ m}$$

Factores de carga :

$$N'_C = 11.36$$

$$N'_q = 3.61$$

$$N'_{\gamma} = 1.03$$

$$\text{Ancho de la Cimentación : } B = 1.00 \text{ m}$$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.15 \frac{kg}{cm^2} \right) (11.36) + \left(0.00180 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.61) \\ + (0.4) \left(0.00180 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(1.03)$$

$$q_u = 1.477 + 0.975 \frac{kg}{cm^2} + 0.074 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.496 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.842 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 5

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 25^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.12 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.79 \frac{gr}{cm^3} = 0.00179 \frac{kg}{m^3}$$

$$\text{Profundidad de cimentación : } D_f = 1.50 \text{ m}$$

Factores de carga :

$$N'_C = 14.8$$

$$N'_q = 5.6$$

$$N'_\gamma = 2.25$$

$$\text{Ancho de la Cimentación : } B = 1.00 \text{ m}$$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.12 \frac{kg}{cm^2} \right) (14.8) + \left(0.00179 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(5.6) \\ + (0.4) \left(0.00179 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(2.25)$$

$$q_u = 1.54 + 1.50 \frac{kg}{cm^2} + 0.161 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 3.208 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 1.069 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 6

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$\text{Angulo de fricción} : \phi = 25^\circ$$

$$\text{Cohesión} : C = 0.13 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural} : \gamma = 1.70 \frac{gr}{cm^3} = 0.00170 \frac{kg}{m^3}$$

$$\text{Profundidad de cimentación} : D_f = 1.50 \text{ m}$$

Factores de carga :

$$N'_C = 14.8$$

$$N'_q = 5.6$$

$$N'_\gamma = 2.25$$

$$\text{Ancho de la Cimentación} : B = 1.00 \text{ m}$$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.13 \frac{kg}{cm^2} \right) (14.8) + \left(0.00170 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(5.6) + (0.4) \left(0.00170 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(2.25)$$

$$q_u = 1.668 + 1.428 \frac{kg}{cm^2} + 0.153 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 3.352 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 1.084 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 7

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

Angulo de fricción : $\phi = 20^\circ$

Cohesión : $C = 0.14 \frac{kg}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.72 \frac{gr}{cm^3} = 0.00172 \frac{kg}{m^3}$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de carga :

$$N'_C = 11.85$$

$$N'_q = 3.88$$

$$N'_{\gamma} = 1.12$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.14 \frac{kg}{cm^2} \right) (11.85) + \left(0.00172 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.88) \\ + (0.4) \left(0.00172 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(1.12)$$

$$q_u = 1.438 + 1.001 \frac{kg}{cm^2} + 0.077 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.515 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.838 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 10

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

Angulo de fricción : $\phi = 30^\circ$

Cohesión : $C = 0.00 \frac{kg}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.90 \frac{gr}{cm^3} = 0.00190 \frac{kg}{m^3}$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de carga :

$$N'_C = 18.99$$

$$N'_q = 8.31$$

$$N'_{\gamma} = 4.39$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.00 \frac{kg}{cm^2} \right) (18.99) + \left(0.00190 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(8.31) \\ + (0.4) \left(0.00190 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(4.39)$$

$$q_u = 2.368 \frac{kg}{cm^2} + 0.334 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.699 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.900 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 13

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 16^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.21 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.80 \frac{gr}{cm^3} = 0.00180 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de carga :

$$N'_C = 10.06$$

$$N'_q = 2.92$$

$$N'_\gamma = 9.67$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.21 \frac{kg}{cm^2} \right) (10.06) + \left(0.00180 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(2.92) \\ + (0.4) \left(0.00180 \frac{tn}{m^3} \right) (100cm)(9.67)$$

$$q_u = 1.832 + 0.788 \frac{kg}{cm^2} + 0.696 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 3.317 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 1.106 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 16

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

Angulo de fricción : $\phi = 18^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.17 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.79 \frac{gr}{cm^3} = 0.00179 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de carga :

$$N'_C = 10.9$$

$$N'_q = 3.36$$

$$N'_\gamma = 0.88$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.17 \frac{kg}{cm^2} \right) (10.90) + \left(0.001790 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.36) + (0.4)(0.001790)(100cm)(0.88)$$

$$q_u = 1.483 + 0.902 \frac{kg}{cm^2} + 0.063 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.574 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.858 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 17

$$q_u = C' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 19^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.19 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.80 \frac{gr}{cm^3} = 0.00180 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_c = 11.36$$

$$N'_q = 3.61$$

$$N'_\gamma = 1.03$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.19 \frac{kg}{cm^2} \right) (11.36) + \left(0.0018 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.61) + (0.4)(0.0018)(100cm)(1.03)$$

$$q_u = 1.871 + 0.975 \frac{kg}{cm^2} + 0.074 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.920 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.973 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 19

$$q_u = C' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 25^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.15 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.79 \frac{gr}{cm^3} = 0.00179 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_C = 14.8$$

$$N'_q = 5.6$$

$$N'_\gamma = 2.25$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.15 \frac{kg}{cm^2} \right) (14.80) + \left(0.00179 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(5.6) + (0.4)(0.00179)(100cm)(2.25)$$

$$q_u = 1.925 + 1.504 \frac{kg}{cm^2} + 0.161 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 3.593 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 1.198 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 20

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 19^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.16 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.79 \frac{gr}{cm^3} = 0.00179 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_c = 11.36$$

$$N'_q = 3.61$$

$$N'_\gamma = 1.03$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.16 \frac{kg}{cm^2} \right) (11.36) + \left(0.00179 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.61) + (0.4)(0.00179)(100cm)(1.03)$$

$$q_u = 1.576 + 0.969 \frac{kg}{cm^2} + 0.074 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.621 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.874 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 21

$$q_u = C' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 19^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.17 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.81 \frac{gr}{cm^3} = 0.00181 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_C = 10.9$$

$$N'_q = 3.36$$

$$N'_\gamma = 0.88$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.17 \frac{kg}{cm^2} \right) (10.90) + \left(0.001810 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.36) + (0.4)(0.001810)(100cm)(0.88)$$

$$q_u = 1.607 + 0.912 \frac{kg}{cm^2} + 0.064 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.585 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.862 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 22

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 7^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.32 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.83 \frac{gr}{cm^3} = 0.00183 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_C = 7.22$$

$$N'_q = 1.59$$

$$N'_\gamma = 0.128$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.32 \frac{kg}{cm^2} \right) (7.22) + \left(0.00183 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(1.59) + (0.4)(0.00183)(100cm)(0.128)$$

$$q_u = 2.003 + 0.432 \frac{kg}{cm^2} + 0.009 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.449 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.816 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 30

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 17^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.16 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.79 \frac{gr}{cm^3} = 0.00179 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_C = 10.47$$

$$N'_q = 3.13$$

$$N'_\gamma = 0.76$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.16 \frac{kg}{cm^2} \right) (10.47) + \left(0.00179 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.13) + (0.4)(0.00179)(100cm)(0.76)$$

$$q_u = 1.452 + 0.840 \frac{kg}{cm^2} + 0.054 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.349 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.783 \frac{kg}{cm^2}$$

Calicata N° 37

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = 0.867 C$$

$$q_u = 0.867 C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 17^\circ$

$$\text{Cohesión : } C = 0.15 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Densidad Natural : } \gamma = 1.80 \frac{gr}{cm^3} = 0.00180 \frac{kg}{m^3}$$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50$ m

Factores de carga :

$$N'_c = 10.47$$

$$N'_q = 3.13$$

$$N'_\gamma = 0.76$$

Ancho de la Cimentación : B = 1,00 m

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0.867 \left(0.15 \frac{kg}{cm^2} \right) (10.47) + \left(0.00180 \frac{kg}{cm^3} \right) (150cm)(3.13) \\ + (0.4)(0.00180)(100cm)(0.76)$$

$$q_u = 1.362 + 0.845 \frac{kg}{cm^2} + 0.055 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_u = 2.262 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 0.754 \frac{kg}{cm^2}$$

Cuadro 7

Capacidad portante del suelo.

CAUCATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	PROFUND. MUESTRA m.	CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO					ANCHO DE CIMENTACIÓN (m)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD ADMISIBLE Kg/cm2
			CORTE DIRECTO			Densidad de Campo				
			g nat 1(gr/cm ³)	ANG .FRICCIÓN Æ	COHESION Kg/cm ²	gh gr/cm ³	gs gr/cm ³			
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	0.30-3.00	1.71	23.00	0.15	1.71	1.56	1.00	1.50	1.037
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	0.30-3.00	1.80	19.00	0.15	1.80	1.70	1.00	1.50	0.842
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	0.30-3.00	1.79	25.00	0.12	1.79	1.55	1.00	1.50	1.069
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	0.30-3.00	1.70	25.00	0.13	1.78	1.62	1.00	1.50	1.084
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	0.30-3.00	1.72	20.00	0.14	1.72	1.51	1.00	1.50	0.838
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	0.30-3.00	1.90	30.00	0.00	1.90	1.73	1.00	1.50	0.900
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	0.30-3.00	1.80	16.00	0.21	1.80	1.51	1.00	1.50	1.106
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	0.30-3.00	1.79	18.00	0.17	1.79	1.61	1.00	1.50	0.858
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	0.30-3.00	1.80	19.00	0.19	1.80	1.52	1.00	1.50	0.973
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	0.30-3.00	1.79	25.00	0.15	1.79	1.54	1.00	1.50	1.198
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	0.30-3.00	1.79	19.00	0.16	1.79	1.58	1.00	1.50	0.874
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	0.30-3.00	1.81	19.00	0.17	1.81	1.53	1.00	1.50	0.862
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	0.30-3.00	1.83	7.00	0.32	1.83	1.44	1.00	1.50	0.816
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	0.30-3.00	1.79	17.00	0.16	1.79	1.58	1.00	1.50	0.783
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	0.30-3.00	1.80	17.00	0.15	1.80	1.54	1.00	1.50	0.754

FUENTE: Elaboración propia

4.5. Elaboración del mapa de zonificación del suelo.

El plano de zonificación del suelo se encuentra en el:

Anexo N°4: en el plano se indica las zonas de acuerdo al tipo de suelo (CL, CL-ML, SM, SM-SC, CH Y SC)

Anexo N°5: en el plano se indica la capacidad admisible la cual se dividió en dos zonas, la Zona N° 1 y la Zona N° 2. La Zona N° 1 indica suelo de capacidad admisible promedio más bajo, caso contrario la Zona N°2 indica un suelo de mayor capacidad portante.

4.6. Clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.

Cuadro 8

Clasificación de suelos.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCIÓN CALLE	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO
C-01	JR. BOLIVAR - JR. CABO A. LEVEAU	SM-SC	A-2-4(0)
C-02	JR. BOLIVAR - AV. CHAZUTA	SC	A-4(0)
C-03	JR. BOLIVAR - JR. SARGENTO LORES	CL	A-6(8)
C-04	JR. BOLIVAR - PASAJE BOLIVAR	CL	A-6(8)
C-05	JR. BOLOGNESI - JR CABO A. LEVEAU	SM-SC	A-2-4(0)
C-06	JR. BOLOGNESI - AV. CHAZUTA	SC	A-2-4(0)
C-07	JR. BOLOGNESI - JR. SARGENTO LORES	CL-ML	A-4(0)
C-08	JR. BOLOGNESI - JR. ALFONSO UGARTE	CL	A-6(8)
C-09	JR. MIGUEL GRAU - PASAJE 11 DE DICIEMBRE	SM	A-2-4(0)
C-10	JR. MIGUEL GRAU - JR. CABO A. LEVEAU	SM	A-2-4(0)
C-11	JR. MIGUEL GRAU - AV. CHAZUTA	SM-SC	A-4(0)
C-12	JR. MIGUEL GRAU - JR. SARGENTO LORES	CL	A-6(8)
C-13	JR. MIGUEL GRAU - JR. ALFONSO UGARTE	CL	A-7-6(20)
C-14	JR. SAN MARTIN - JR. CABO A. LEVEAU	CL	A-4(3)
C-15	JR. SAN MARTIN - AV. CHAZUTA	SM-SC	A-4(0)
C-16	JR. SAN MARTIN - JR. SARGENTO LORES	CL	A-6(5)
C-17	JR. LORETO - JR. CABO A. LEVEAU	CL	A-4(3)
C-18	JR. LORETO - AV. CHAZUTA	CL	A-6(9)
C-19	JR. LORETO - JR. SARGENTO LORES	SM-SC	A-4(0)
C-20	JR. LORETO - JR. ALFONSO UGARTE	CL	A-4(2)
C-21	JR. DANIEL A. CARRION - AV. CHAZUTA	CL	A-6(6)
C-22	JR. DANIEL A. CARRION - JR. SARGENTO LORES	CH	A-7-6(20)
C-23	JR. ALFONSO UGARTE - CALLE 1	CH	A-7-6(20)
C-24	JR. CHORRILLOS - AV. CHAZUTA	CL-ML	A-4(0)
C-25	JR. CHORRILLOS - JR. SARGENTO LORES	CL-ML	A-4(0)
C-26	JR. CHORRILLOS - JR. ALFONSO UGARTE	CH	A-7-6(20)
C-27	JR. AEROPUERTO - AV. CHAZUTA	CL-ML	A-4(0)
C-28	JR. AEROPUERTO - JR. AVIACION	CL-ML	A-4(0)
C-29	JR. ANGAMOS - JR. AVIACION	CL-ML	A-4(0)
C-30	JR. ANGAMOS - JR. SARGENTO LORES	CL	A-6(9)
C-31	JR. ANGAMOS - JR. ALFONSO UGARTE	CH	A-7-6(20)
C-32	JR. JOSE RIOS SINTI - AV. CHAZUTA	SM	A-2-4(0)
C-33	JR. MICAELA BASTIDAS - AV. CHAZUTA	SM	A-2-4(0)
C-34	JR. MICAELA BASTIDAS - JR. AVIACION	SM	A-2-4(0)
C-35	JR. MICAELA BASTIDAS - JR. ALFONSO UGARTE	CL	A-6(6)
C-36	JR. HUALLAGA - JR. SARGENTO LORES	CL	A-6(6)
C-37	JR. HUALLAGA - JR. ALFONSO UGARTE	CL	A-6(6)
C-38	JR. PASIQUIHUI - AV. CHAZUTA	SM	A-2-4(0)
C-39	JR. PASIQUIHUI - JR. SARGENTO LORES	CL	A-4(3)
C-40	JR. PASIQUIHUI - JR. ALFONSO UGARTE	CL	A-4(3)

FUENTE: Elaboración propia

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Ubicación y exploración de suelos

Se ha extendido el estudio de mecánica de suelos en toda el área de estudio (localidad de Chazuta), donde antes de realizar los ensayos en laboratorio se llevó a cabo el reconocimiento del terreno, la excavación a cielo abierto de las calicatas y la toma de muestras en cada una de ellas. Cabe indicar que la exploración del suelo y estudios en laboratorio se desarrollaron entre los meses de Junio y Julio del 2017.

Para la determinación del número de calicatas nos basamos en el **RNE**, Norma E.050, capítulo de suelos y cimentaciones, que indica que por cada hectárea se debe planificar tres calicatas, teniendo en cuenta el área en hectáreas de la Localidad de Chazuta que tiene 50.998 Ha, se tendría que haber realizado un total de 150 calicatas; eso traería un costo económico muy elevado para el proyecto de tesis; en la que nosotros no estábamos en la capacidad de costearlo. Por eso obtamos por hacer 40 calicatas ubicadas en cada intersección de las calles y así no molestar a la población con sus predios.

Los suelos presentaban afirmado compuesto por un suelo gravoso arcillosos limosos de 0.15 metros con gravas hasta de 2" de diámetro en la primera capa del suelo (0.30m), según lo observado en la exploración de las calicatas del área en estudio presenta por lo general suelos arcillosos de mediana plasticidad.

La profundidad de exploración de las calicatas, se tomó en consideración la aplicación del teorema de Boussinesq para el cálculo y se tuvo que para una profundidad de 3.00 m, la carga se disipa en un orden menor al 10%. Por la cual se realizó la excavación a la profundidad de 3.00 m, tomando en cuenta que el Df mínimo que indica la Norma 050 es de 1.50m, puesto que a esa profundidad el suelo presenta la resistencia mínima requerida para realizar una cimentación superficial. Cabe mencionar también que en las calicatas exploradas no se encontró nivel freático.

5.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS).

Todos los estudios de las muestras se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de

la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín, los ensayos realizados fueron: Contenidos de humedad, densidad in situ, límites de consistencia (límite líquido, límite plástico y índice plástico), análisis granulométrico y corte directo. En la cual nos llevó a determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como el tipo de suelo y su capacidad admisible.

Contenido de humedad.- Las muestras arrojan resultados desde 6.0% a 39.06%, la cual indica que son suelos arcillosos simiesco

Granulometría.- el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 varía entre 14.75% y 93.92%, y en cuanto a los límites de consistencia las muestras presentan límite líquido que varía entre 20.75% y 53.75%, para el límite plástico se obtuvieron valores entre 14.38% y 24.67% y por último tenemos el índice de plasticidad que es la diferencia de los valores del límite líquido y límite plástico estas diferencias son valores de entre 5.02% y 29.96%, clasificándose mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), como suelos de granulometría gruesa:

Grava mal graduada (GP), Grava limosa (GM) y Grava arcillosa (GC) de plasticidad baja.

Y suelos de granulometría fina:

Arena limosa (SM), arcilla (CL) y Limo (ML) de baja plasticidad.

5.3. 5.4. Perfiles estratigráficos

Los perfiles estratigráficos muestran la conformación de los suelos según las capas que puedan estar contenidas en este, se pudo apreciar la presencia de material orgánico en los primeros centímetros excavados, también hubo presencia de nivel freático a partir del 1.70 m. de excavación en algunas de las calicatas, como también presencia de material granular en la mayoría de las calicatas y materiales finos en menor cantidad.

5.4. Determinación de la capacidad portante.

Para el cálculo de la capacidad portante se tuvieron en cuenta las siguientes calicatas: C-2, C-3, C-5, C-6, C-7, C-10, C-13, C-16, C-17, C-19, C-20, C-21, C-22, C-30 y C-37 que según su clasificación son suelos granulares, arcillas inorgánicas y limos, se seleccionaron 15 muestras inalteradas para realizar el ensayo de corte directo, con la finalidad de obtener

ángulo de fricción y la cohesión del suelo, lográndose obtener una cohesión de suelo entre 0.00-0.32 kg/cm², se tiene en cuenta que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se tiene que para este caso el porcentaje (%) de contenido de humedad no es muy alto. También se encontró un ángulo de fricción que varía entre 7°- 30° esto depende fundamentalmente de la granulometría, forma, tamaño y disposición de las partículas, por ello se tiene que el ángulo de fricción ofrece una mejor resistencia al deslizamiento, debido a que tiene superficies de contacto mayores entre sus partículas.

Teniendo en cuenta los resultados de capacidad portante obtenidos en el Sector Monterrey y el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.050, suelos y cimentaciones, capítulo III análisis de condición de cimentaciones artículo N°17 en el cual nos indica que la presión admisible de un estudio será el menor valor), teniendo en cuenta lo anterior mencionado tomamos el menor valor obtenido de las zonas de estudio.

El presente estudio identifico 2 zonas distintas de acuerdo a los resultados de capacidad portante obtenidos.

En la zona I: La capacidad de carga varía entre 0.754 y 0.900 kg/cm² de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad admisible media de 0.827 kg/cm², esto abarca casi toda la localidad de Chazuta.

En la zona II: La capacidad varía de 1.069 y 1.198 kg/cm². Está dado por toda la Av. Chazuta hasta que intercepta con el jr. San Martín y también por todo el jr. Cabo A. Leveau hasta que intercepta con el jr. Miguel Grau. Los otros dos puntos están en jr. Loreto - jr. Sargento Lores y en jr. Miguel Grau - jr. Alfonso Ugarte.

5.5. Elaboración del mapa de zonificación

Para determinar el plano de zonificación se tienen en cuenta dos zonas geotécnicas, las cuales se detallan a continuación:

En la zona I: La capacidad de carga es de carga de 0.827 kg/cm², esto abarca casi toda la Localidad de Chazuta.

En la zona II: La capacidad es de 1.133 kg/cm² por toda la Av. Chazuta hasta que intercepta con el jr. San Martín y también por todo el jr. Cabo A. Leveau hasta que

intercepta con el jr. Miguel Grau. Los otros dos puntos están en jr. Loreto - jr. Sargento Lores y en jr. Miguel Grau - jr. Alfonso Ugarte.

La capacidad portante queda determinada de la siguiente manera:

Zona I: $q_{adm} = 0.827 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable.

Zona II: $q_{adm} = 1.133 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable

5.6. Constatación de hipótesis:

La exploración de campo nos ha determinado el lugar y la cantidad de puntos a muestrear, esto tomando en consideración diversos aspectos antes mencionados, para la obtención de dichas muestras. De esta manera, el trabajo realizado trajo como resultado un total de 40 calicatas, en el cual se pudo obtener 40 muestras inalteradas. Asimismo se puede añadir que existió presencia de nivel freático a una altura por encima de los 3.00 m.

Del mismo modo, con los resultados obtenidos de la exploración de campo se realizó los ensayos de laboratorio correspondientes, para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como también el tipo de suelo y sus características. Del trabajo realizado se pudo obtener un contenido de humedad en promedio de 14.29%. Además en la última muestra de cada calicata, mediante la clasificación SUCS, se obtuvo diversos tipos de suelos, entre los que se encuentran: arenas arcillosas (SC), arenas limosas (SM), suelos limosas arcillosas (SM-SC) suelos arcillosos de baja plasticidad (CL), suelos limosos arcillosos de baja plasticidad (CL-ML); de acuerdo a estos resultados se tienen valores de cohesión que van desde 0.00-0.32 kg/cm² y un ángulo de fricción entre 7°- 30°.

Posteriormente, con los datos obtenidos de los ensayos de laboratorio, se efectuó el cálculo de la capacidad portante, aplicando la teoría de Karl Terzaghi, para el caso de una falla local en cimentaciones cuadradas de 1.00 x 1.00 m. De este cálculo se pudo observar que existe valores desde 0.827-1.133 kg/cm², valores para los suelos que corresponden a las arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad.

Finalmente, de lo anteriormente mencionado se puede afirmar que: Se puede conocer los valores de Capacidad Portante del Suelo de la localidad de Chazuta mediante estudio de Mecánica de Suelos, obteniendo de ella la capacidad portante del suelo de dicho sector, lo cual nos permitirá proponer cimentaciones adecuadas para la construcción de viviendas

más seguras, por lo tanto se concluye que la hipótesis planteada en esta investigación si es válida. Al demostrar la hipótesis en esta investigación se ha cumplido con los objetivos planteados.

Además con estos estudios estaremos contribuyendo al Distrito de Chazuta, ya que no contaban con estudios de suelos de su localidad.

CONCLUSIONES

Se cumplió el objetivo de determinar la zona de exploración para la investigación en el suelo de la Localidad de Chazuta, distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, región San Martín, para ello se determinó la cantidad y el lugar de los puntos a muestrear, teniendo en consideración la topografía y el plano urbano de la localidad; realizándose la exploración de 40 puntos por medio de excavaciones a cielo abierto de 3.00 m. de profundidad, encontrándose en algunos puntos la presencia de nivel freático a menos de 3.00 m. de profundidad.

Se realizaron los análisis de suelos necesarios para obtener la capacidad portante del suelo. De acuerdo a estos estudios se determinó la clasificación mediante el método SUCS donde se obtuvieron los siguientes tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL – 17 calicatas), arenas limosas arcillosas (SM-SC – 5 calicatas) arena arcillosa (SC – 2 calicatas), arenas limosas (SM – 6 calicatas), arcillas limosas de baja plasticidad (CL-ML – 6 calicatas) y arcilla de alta plasticidad (CH – 4 calicatas) de acuerdo a estos resultados se tiene para los suelos de grano grueso una cohesión de 0 kg/cm² y un ángulo de fricción de 31° y para los suelos de grano fino una cohesión entre 0.00- 0.32 kg/cm² y un ángulo de fricción entre 7°-30°, conforme a estos datos se concluye que las arenas no presentan cohesión a diferencia de las arcillas, pues la humedad es un factor fundamental en la cohesión y para el caso de los suelos gravosos el porcentaje (%) de humedad es menor a comparación con los suelos de grano fino.

Se determinó la capacidad portante del suelo aplicando la teoría de Karl Von Terzagui, para el caso de falla local en cimentaciones corridas de 1.00 m. de ancho, obteniéndose valores en el rango de 0.754 - 1.198Kg/cm², como se puede apreciar los valores son menores a la unidad, y se han separado en dos zonas geotécnicas debido a la capacidad portante obtenida las cuales son: Zona I y Zona II, la Zona I con una capacidad portante entre 0.754-0.900 Kg/cm² y está constituida por las calicatas: C-03, C-04, C-07, C-08, C-09, C-10, C-12, C-14, C-16, C-17, C-18, C-20, C-21, C-22, C-23, C-24, C-25, C-26, C-27, C-28, C-29, C-30, C-31, C-32, C-33, C-34, C-35, C-36, C-37, C-38, C-39 Y C-40. La Zona II con una capacidad portante entre 1.069 - 1.198 Kg/cm² y está constituida por las calicatas: C-01, C-02, C-05, C-06, C-11, C-13, C-15 Y C-19.

Se elaboró el plano de zonificación de capacidad portante, el cual está delimitado por dos zonas geotécnicas, Zona 1 y Zona 2, la Zona 1 presenta condiciones más adecuadas para la construcción donde se pueden plantear cimentaciones superficiales como cimientos corridos, zapatas aisladas, la Zona 2 presenta condiciones más favorables debido a su alta capacidad portante donde también se pueden plantear cimentaciones superficiales como cimientos corridos, zapatas aisladas. Cabe mencionar que los valores obtenidos en la presente investigación son a nivel de zonificación.

RECOMENDACIONES

Se recomienda al momento de diseñar la cimentación que la presión de servicio de la estructura sea menor o como límite sea igual que la capacidad admisible del suelo, de esta manera se garantiza que el suelo estará en condiciones de soportar óptimamente las cargas efectuadas por la edificación.

Se recomienda a la Municipalidad Distrital de Chazuta utilizar el presente trabajo con la finalidad de mejorar su gestión, pues podrá brindar a la población del sector Monterrey los datos necesarios para que puedan realizar edificaciones, pues resulta muy costoso realizar un estudio de suelos, además se puede utilizar como herramienta para el planeamiento territorial determinando así las zonas más vulnerables del sector y las zonas más adecuadas para la construcción.

Se recomienda, que si bien en la Norma E 0.50 del RNE, nos indica que para edificaciones con áreas techadas en planta menores de 500 m² y de altura menor de cuatro pisos no es obligatorio la realización de estudios de mecánica de suelos, se realicen de igual manera ya que el suelo es impredecible y como profesionales estamos en el deber de siempre velar por la seguridad y el bienestar tanto de las obras como de las personas que hacen uso de ellas.

El presente trabajo, se puede tomar como referencia o como una herramienta de gestión, que puede permitir a las autoridades de las asociaciones de vivienda que se encuentran dentro de la zona de estudio y a las autoridades de la misma Municipalidad Provincial de San Martín, elaborar un acertado planeamiento territorial, o plan de uso de suelo o también tener una idea de que posibles infraestructuras se puede proyectar en la zona estudiada, o simplemente tomar como base para la realización de un estudio más profundo de la zona, ya que actualmente es nula la información que se tiene de esta parte de la ciudad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Braja M., Das (2001). "Principio de Ingeniería de Cimentaciones", Thomson Editores, cuarta edición, México.
- Braja M., Das. (2011). *"Fundamentos de Ingeniería Geotécnica"*, Thomson Editores, cuarta edición, 2001, México.
- Campos, Jorge y G. Germán (2005). Tesis de grado: *"Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de suelos I CIV 219"*, Universidad Mayor de San Simón, 2005, Bolivia.
- Córdova Flores, Raúl (2010). Informe de Ingeniería: *"Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación del proyecto de la I.E N° 0101 Luis Walter Alvarado Bartra, Distrito - Chazuta"*, Perú.
- Duque E., Gonzalo Y Otros (2002). Artículo: *"Origen, formación y constitución del suelo"*, Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, 2002, Colombia.
- Fratelli, María Graciela (1993). *"Suelos, fundaciones y muros"*, Bonalde Editores, primera edición, 1993, Venezuela.
- HERRERA DELGADO, José R. (2010) Informe de Ingeniería: *" Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación de una vivienda unifamiliar "*, Perú.
- Jiménez Flores, Jorge F. (2011). Tesis de grado: *"Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo"*, Perú.
- Juárez B., Eulalio y Rico R. A. (2005). *"Mecánica de Suelos"*, Tomo I, Editorial Limosa, tercera edición, México.
- L. Berry, Peter. Reid, David (1993). *"Mecánica de Suelos"*. Editorial Mc Graw – Hill, primera edición, Argentina, 1993.
- Lambe, T. William Y Whitman, Robert (1972). *Mecánica De Suelos*, Editorial Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional (AID), México/Buenos Aires.

Martínez Quiroz, Enrique N. Guía de mecánica de suelos I- UNSM

Reglamento Nacional De Edificaciones (2006) Norma E-050, documento descargado por www.urbanistasdeperu.org, Perú

Rocha Sandoval, César A. (2010). Tesis de grado: "*Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales* ", Perú.

Linkografía

[http: www3.ucn.cl/Facultades/Institutos/laboratorio/calicataM2.htm](http://www3.ucn.cl/Facultades/Institutos/laboratorio/calicataM2.htm)

[es.wikipedia.org/wiki/Capacidad portante](http://es.wikipedia.org/wiki/Capacidad_portante)

es.wikipedia.org/wiki/Cimentación

es.wikipedia.org/wiki/Zonificación

ANEXOS

ANEXO I:

RESOLUCION N° 099-2016-UNSM/FICA-D-NLU

APROBACION DE PROYECTO DE TESIS


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

Ciudad Universitaria-Distrito de Morales-Teléfono: 521402-Anexo 122

e.mail: fica@unsm.edu.pe

NUEVA LEY UNIVERSITARIA N°30220

**Resolución N° 099-2016-UNSM/FICA-D-NLU**

Morales, 28 de diciembre del 2016

Visto el Expediente N°2712-2016-UNSM-FICA, presentado por el Ing. Daniel Díaz Pérez-Presidente de Jurado Calificador del Proyecto de Tesis **ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, REGIÓN SAN MARTÍN**, para que continúe con su trámite respectivo.

CONSIDERANDO:

Que, la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, es una Institución Educativa Superior descentralizada, autónoma, con personería de derecho público, orientado a la investigación y a la docencia, que brinda una formación humanista, científico y tecnológico con una clara conciencia de nuestro país como realidad multicultural. Adopta el concepto de educación con derecho fundamental y servicio público esencial. Está integrado por docentes y graduados;

Que, mediante Resolución N° 492-2016-UNSM-T/CU-R/NLU, de fecha 20 de octubre del 2016 se designa en vías de regularización al Ing. Daniel Díaz Pérez como Decano (e) de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto quien iniciara sus funciones a partir del 01 de octubre al 31 de diciembre del 2016;

Que, con CARTA S/N°-2016-UNSM/DDP, de fecha 19 de diciembre del 2016, los Miembros del Jurado Calificador Ing. Daniel Díaz Pérez-Presidente, Ing. Ernesto Eliseo García Ramírez-Secretario y el Ing. Jorge Isaacs Rioja Díaz-Miembro, designados con RESOLUCION N° 002-2016-UNSM/FICA-D-NLU, de fecha 30 de Noviembre del 2016 del Proyecto de Tesis titulado: **ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, REGIÓN SAN MARTÍN**, indican que no tiene observación por lo que debe continuar con el trámite respectivo.

Que, en uso de las atribuciones conferidas por la Resolución N° 492-2016-UNSM-T/CU-R/NLU, la Nueva Ley Universitaria N° 30220 y el Estatuto de la Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto.

SE RESUELVE:

Artículo 1°.- Aprobar el Proyecto de Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Titulado **ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, REGIÓN SAN MARTÍN**, en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil- FICA-UNSM-T, presentado por los Bachilleres WINTER AGUSTIN AREVALO VILLANUEVA, DIEGO ANTONIO ALVARADO AREVALO, teniendo como asesor al Ing. MS.c. RUBÉN DEL ÁGUILA PANDURO, cuyo Jurado Calificador se detalla:

Presidente: Ing. DANIEL DÍAZ PÉREZ
Secretario: Ing. ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ
Miembro: Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ

Artículo 2°.- Los Bachilleres WINTER AGUSTIN AREVALO VILLANUEVA y DIEGO ANTONIO ALVARADO AREVALO, tendrá un plazo de 360 días calendario para desarrollar el Proyecto de Tesis que vence el 28 de diciembre del 2017.



Regístrese, Comuníquese y Archívese.

Ing. DANIEL DÍAZ PÉREZ
Decano (e).Ing. ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ
Secretario Académico

ANEXO II:

CONSTANCIA DE EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA
 Jr. Amorarca 3^a Cuadra Teléfono 042-52-1402
 MORALES - PERU



CONSTANCIA DE EJECUCION DE ENSAYOS DE LABORATORIO

EL QUE SUSCRIBE

ING. VICTOR HUGO SANCHEZ MERCADO, Jefe del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos.

HACE CONSTAR:

Que los bachilleres Winter Agustín Arévalo Villanueva y Diego Antonio Alvarado Arévalo, han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayo de Contenido de Humedad natural

Peso específico relativo de los sólidos

Peso Volumétrico

Límites de atterberg (límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad)

Granulometría por tamizado

Corte Directo

Ensayos para poder concluir con su Tesis Titulado "ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE CHAZUTA, DISTRITO DE CHAZUTA, PROVINCIA DE SAN MARTIN, REGION SAN MARTIN". Aprobado con resolución N° 099-2016-UNSM/FICA-D-NLU.

Se expide el presente a solicitud del interesado.

Tarapoto 31 de Julio del 2,017



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ing. Hugo Sánchez Mercado
 Jefe del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos

ANEXO III:**PLANOS**

ANEXO 04: PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 1: Se puede apreciar la excavación de la calicata, que a continuación se detallara los demás, que luego serán llevados al laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de San Martín, para obtener resultados, y poder lograr el proyecto de investigación. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°01



Fotografía 2 y 3: En las imágenes, se observa el lugar, donde se realizará la excavación para la calicata número 1, que queda entre el jirón bolívar y el jirón cabo Alberto Leveau de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°02

Fotografía 4 y 5: En las imágenes, se observa como está señalado el perímetro a escavar de la calicata número 2, queda entre el jirón bolívar y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°03

Fotografía 6 y 7: Se observa el lugar de la localidad, donde se realizará la excavación para las calicatas, y luego el análisis de muestras en laboratorio, el lugar de la calicata número 3 lo ubicamos entre jirón bolívar y jirón sargento lores, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°04

Fotografía 8 y 9: En las imágenes se nota, como se ha trazado el lugar a excavar para la calicata y próximo análisis de muestra, la calicata número 4, se encuentra entre los jirones bolívar y pasaje bolívar, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°05



Fotografía 10, 11 y 12: En las imágenes, se observa el trazado, y el inicio de excavación, para la calicata número 5, que se encuentra entre los jirones bolognesi y cabo alberto leveau, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín.

(Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°06

Fotografía 13, y 14: Observamos el trazado para la excavación de la calicata número 6, que luego será llevado al laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de San Martín, para su análisis respectivo, la calicata trazada lo encontramos en jirón bolognesi con avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°07

Fotografía 15, y 16: En las imágenes se observa, el lugar a excavar para el análisis de la muestra en la calicata número 7, que se ubica en el jirón bolognesi junto al jirón sargento lores, en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°08



Fotografía 17, y 18: Observamos la ubicación de la calicata número 08, la cual será excavada por personal de la zona, la calicata lo ubicamos en el jirón bolognesi y el jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°09

Fotografía 19, y 20: En la imagen se observa, que el lugar a excavar es el apropiado, ya que no perjudicará a la población, y lo encontramos en el jirón miguel grau y el pasaje 11 de diciembre, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°10

Fotografía 21, y 22: La calicata número 10, que ya se encuentra localizada, para la excavación respectiva, dicha calicata se encuentra en el jirón miguel grau, y el jirón cabo alberto leveau, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°11

Fotografía 23, y 24: En las imágenes observamos la localización de la calicata número 11, que después de ser excavada, será llevada al laboratorio de la Universidad Nacional de San Martín, para ser analizada la muestra; la calicata se encuentra en el jirón miguel grau y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°12

Fotografía 25, y 26: En la calicata número 12, observamos la localización de ésta, que se encuentran en el jirón miguel grau, y el jirón sargento lores, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°13

Fotografía 27, y 28: En las imágenes observamos el lugar trazado para la excavación de la calicata número 12, que luego será llevado al laboratorio de la Universidad Nacional de San Martín, para el análisis de la muestra; la calicata se encuentra en el jirón miguel grau y el jirón alfonso ugarte de la localidad de Chazuta del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°14

Fotografía 29, y 30: Observamos que la calicata a excavar ya ha sido trazada, y lo ubicamos en el jirón san Martín y el jirón cabo alberto leveau, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°15

Fotografía 31, y 32: En las imágenes se nota, como se ha trazado el lugar a excavar para la calicata y próximo análisis de muestra, la calicata número 15, se encuentra entre el jirón san Martín y avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°16

Fotografía 33, y 34: Se observa el lugar de la localidad, donde se realizará la excavación para las calicatas, y luego el análisis de muestras en laboratorio, el lugar de la calicata número 16 lo ubicamos entre jirón san martín y jirón sargento lores, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°17

Fotografía 35, y 36: En las imágenes, se observa como está señalado el perímetro a escavar de la calicata número 17, queda entre el jirón loreto y jirón cabo alberto leveau, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°18

Fotografía 37, y 38: En las imágenes, se observa el trazado, y el inicio de excavación, para la calicata número 18, que se encuentra entre los jirones loreto y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°19

Fotografía 39, y 40: En las imágenes se observa, el lugar a excavar para el análisis de la muestra en la calicata número 19, que se ubica en el jirón san martín y avenida chazuta, en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°20

Fotografía 41, y 42: Observamos la ubicación de la calicata número 20, la cual será excavada por personal de la zona, la calicata lo ubicamos en el jirón loreto y el jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°21



Fotografía 43, y 44: En la imagen se observa la calicata número 21, que el lugar a excavar es el apropiado, ya que no perjudicará a la población, y lo encontramos en el jirón daniel alcides carrión y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).



Fotografía 45, y 46: Observamos a detalle, ya parte de la excavación de la calicata, para luego ser llevada al laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°22

Fotografía 47, y 48: La calicata número 22, que ya se encuentra localizada, para la excavación respectiva, dicha calicata se encuentra en el jirón daniel alcides carrión, y el jirón sargento lores, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°23

Fotografía 49, y 50: En las imágenes observamos la localización de la calicata número 23, localizada en el jirón alfonso ugarte y el jirón calle1, que después de ser excavada la calicata, será llevada al laboratorio de la Universidad Nacional de San Martín, para ser analizada la muestra; la calicata se encuentra en el jirón miguel grau y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°24

Fotografía 51, y 52: En la calicata número 24, observamos la localización de ésta, que se encuentra en el jirón chorrillos, y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°25

Fotografía 53, y 54: En las imágenes observamos el lugar trazado para la excavación de la calicata número 25, que luego será llevado al laboratorio de la Universidad Nacional de San Martín, para el análisis de la muestra; la calicata se encuentra en el jirón chorrillos y el jirón alfonso ugarte de la localidad de Chazuta del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°26

Fotografía 55, y 56: En las imágenes se nota, como se ha trazado el lugar a excavar para la calicata y próximo análisis de muestra, la calicata número 26, se encuentra entre los jirones chorrillos y jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°27

Fotografía 57, y 58: Se observa el lugar de la localidad, donde se realizará la excavación para las calicatas, y luego el análisis de muestras en laboratorio, el lugar de la calicata número 27 lo ubicamos entre jirón aeropuerto y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°28

Fotografía 59, y 60: En las imágenes, se observa como está señalado el perímetro a escavar de la calicata número 28, queda entre el jirón aeropuerto y el jirón aviación, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°29

Fotografía 61, y 62: En las imágenes, se observa el trazado, y el inicio de excavación, para la calicata número 29, que se encuentra entre los jirones angamos y aviación, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°30

Fotografía 63, y 64: En las imágenes se observa, el lugar a excavar para el análisis de la muestra en la calicata número 30, que se ubica en el jirón angamos junto al jirón sargento lores, en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°31

Fotografía 65, y 66: Observamos la ubicación de la calicata número 31, la cual será excavada por personal de la zona, la calicata lo ubicamos en el jirón angamos y el jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°32

Fotografía 67, y 68: En la imagen se observa la calicata número 32, que el lugar a excavar es el apropiado, ya que no perjudicará a la población, y lo encontramos en el jirón José Ríos Sinti y la Avenida Chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°33

Fotografía 69, y 70: La calicata número 33, que ya se encuentra localizada, para la excavación respectiva, dicha calicata se encuentra en el jirón micala bastidas, y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°34

Fotografía 71, y 72: En las imágenes observamos la localización de la calicata número 34, ubicada en el jirón micaela bastidas, y el jirón aviación, que después de ser excavada, será llevada al laboratorio de la Universidad Nacional de San Martín, para ser analizada la muestra; la calicata se encuentra en el jirón miguel grau y la avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°35

Fotografía 73, y 74: En la calicata número 35, observamos la localización de ésta, que se encuentra en el jirón micala bastidas y el jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°36

Fotografía 75, y 76: En las imágenes observamos el lugar trazado para la excavación de la calicata número 36, que luego será llevado al laboratorio de la Universidad Nacional de San Martín, para el análisis de la muestra; la calicata se encuentra en el jirón huallaga y el jirón sargento lores de la localidad de Chazuta del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°37

Fotografía 77, y 78: Observamos que la calicata 37, la excavación ya ha sido trazada, y lo ubicamos en el jirón huallaga y el jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°38

Fotografía 79, y 80: Se observa el lugar de la localidad, donde se realizará la excavación para las calicatas, y luego el análisis de muestras en laboratorio, el lugar de la calicata número 38 lo ubicamos entre jirón pasiquihui y avenida chazuta, de la localidad de Chazuta, del distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°39

Fotografía 81, y 82: En las imágenes observamos, la calicata número 39, que ya se está excavando, para luego ser llevado al laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de San Martín, la calicata lo ubicamos en el jirón pasiquihui y el jirón sargento lores, en la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región de San Martín. (Fuente: Elaboración propia).

Calicata número N°40

Fotografía 83: En la imagen se observa, la localización de la última calicata del proyecto de investigación, la calicata número 40 se encuentra en el jirón pasiquihui y el jirón alfonso ugarte, de la localidad de Chazuta, Distrito de Chazuta, Provincia de San Martín, Región San Martín. (Fuente: Elaboración propia).